

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE
CIVIL



FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

MOKHTARI Rachida et AIDJOULI Issam

Intitulé :

**Influence de l'inclinaison de la
charge sur la capacité portante
d'une fondation au bord d'une pente**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. BAKIR Nassima	Université de M'sila	Président
Mr. LAHMADI Azzeddine	Université de M'sila	Encadreur
Dr. AISSI Adel	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciement

Nous remercions en premier Dieu pour tout.

*Nous remercions en second nos parents qui ont sacrifié leur vie
pour notre bien*

*Nous sincères reconnaissances et gratitudes à tous nos
enseignants du département GENIE Civil de l'université
Mohamed Boudiaf de M'sila et en particulier notre encadreur :
Mr. LAHMADI Azzeddine.*

*Nous tenons à remercier les membres du Jury pour avoir
acceptés de faire partie du Jury de ce mémoire.*

DEDICACES

Je dédie ma graduation à celle qui fut la lumière de mon chemin et mon trésor, et qui m'enseigna sans attendre mon cher père, et à mon espoir dans la vie et le réconfort de mes yeux, à qui sa supplication fut le secret de mon succès, ma mère bien-aimée, et à mes chers professeurs, et à mon soutien dans ma force, et avec eux est plus fort que ma vie, mes frères et sœurs, et à qui je connaissais le sens de la vie avec leur présence, mes amis et tout le monde qui m'ont soutenu dans mon parcours académique.

MOKHTARI Rachida.

DEDICACES

*Je dédie ma graduation à celui à qui Dieu m'a ordonné d'obéir,
à celui qui m'a appris toutes les questions de la vie au prix de son
bonheur et de son dur labeur, mon cher père,*

*et à celui dont les prières ont éclairé mon chemin. La source de
l'amour et de la tendresse est ma chère mère, pour ceux qui
m'ont aidé dans la vie mes frères et sœurs,*

*Et à toute l'honorable famille et à tous ceux qui m'ont connu de
près ou de loin et qui ont prié pour moi au milieu des invisibles.*

*Et merci à tous mes professeurs et amis qui m'ont soutenu tout
au long de ce long cheminement vers le succès.*

AIDJOU LI Issam.

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. Également, une étude numérique a été effectuée en utilisant un logiciel d'interaction sol-structures en élément finis (Plaxis) et en faisant varier plusieurs paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente (β), l'angle d'inclinaison de la charge appliquée sur la fondation (α), afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante d'une fondation filante sous chargement inclinaison reposant sur un sol frottant.

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

Abstract:

The particular configuration of a foundation located near a slope is a case frequently encountered in practice. However, the evaluation of the bearing capacity of shallow foundations in this case is one of the major problems in geotechnics. Theoretical and experimental studies have shown that: When a shallow foundation is located at the edge of a slope, its bearing capacity is considerably affected by the presence of the slope and it becomes weaker than that with horizontal ground and it must be affected of a reducing coefficient.

The objective of this thesis is to present a bibliographical synthesis concerning the work carried out to study the influence of the slope on the bearing capacity of shallow foundations. Also, a numerical study was carried out using finite element soil-structure interaction software (Plaxis) and varying several parameters including the angle of inclination of the slope (β), the angle of inclination of the load applied to the foundation (α), in order to evaluate the effect of the slope on the bearing capacity of a strip foundation under inclined loading resting on a friction soil.

Keywords: bearing capacity, foundation, inclined load, slope, numerical analysis, Plaxis.

ملخص:

التكوين المعين للأساسات الواقعة بالقرب من منحدر هو حالة يتم مواجهتها بشكل متكرر في الممارسة العملية. ومع ذلك، فإن تقييم قدرة التحمل للأساسات السطحية في هذه الحالة يشكل إحدى المشكلات الرئيسية في الجيوتقنية. أظهرت الدراسات النظرية والتجريبية أنه: عند وجود أساس سطحي على حافة منحدر، فإن قدرته على التحمل تتأثر بشكل كبير بوجود المنحدر وتصبح أضعف من الأرضية الأفقية ويجب أن تتأثر بمعامل اختزال.

الهدف من هذه الرسالة هو تقديم ملخص ببيوغرافي يتعلق بالعمل المنجز لدراسة تأثير المنحدر على قدرة التحمل للأساسات السطحية. كما تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج التفاعل بين التربة والأساس بالعناصر المحدودة (Plaxis) ونقوم بتغيير عدة معاملات بما في ذلك زاوية ميل المنحدر (β) ، زاوية ميل الحمل المطبق على الأساس (α) ، من أجل تقييم تأثير المنحدر على قدرة التحمل لشريط الأساس تحت التحميل المائل الذي يتموضع على تربة ذات احتكاك.

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، الأساس، الحمل المائل، المنحدر، التحليل العددي، بلاكسيس.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Généralités sur les fondations superficielles	
1.1. Introduction	4
1.2. Le rôle de fondation	4
1.3. Fonctionnements des fondations superficielles	6
1.4. Principaux types des fondations superficielles	7
1.5. Dimensionnements des fondations superficielles	8
1.6. Justifications d'une fondation superficielle	9
1.7. Comportement des fondations superficielles	9
1.8. Comportement a la rupture	10
1.8.1. Mécanisme générale	10
1.8.2. Mécanisme de cisaillement localisé	12
1.8.3. Mécanisme de rupture poinçonnement	13
1.9. Capacité portante et tassement	15
1.10. Tassement des fondations	16
1.11. Calcule de la capacité portante à partir de laboratoire méthode « c-φ ».	16
1.12. Capacité portante ultime	17
1.12.1. Calcul au condition non drainées	22
1.12.2. Calcul en condition drainées	23
1.13. Conclusion	23
1.14. Fondation au bord d'une pente	24
1.15. Conclusion	28
Chapitre 2 : Présentation du logiciel de calcul PLAXIS	
2.1. Introduction	30
2.2. Bref historique	31
2.3. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	31
2.4. Présentation de PLAXIS	31
2.5. Le code éléments finis PLAXIS	32
2.6. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	33
2.6.1. Modèle élastique linéaire	34
2.6.2. Modèle de Mohr-coulomb	34

Table de matières

2.6.3. Le modèle élastoplastique utilisé le projet Mohr-coulomb	35
2.7. Remarque et discussion	39
2.8. Conclusion	39
2.9. La méthode des éléments finis	40
2.10. Domaine d'application	40
2.11. Principe de l'approximation	40
2.12. Types d'éléments utilisés dans la méthode des éléments finis	41
2.13. Conclusion	44

Chapitre 3 : Etude numérique

3.1. Introduction	48
3.2. Présentation du cas étudié	48
3.3. Caractéristiques générales	50
3.3.1. Géométrie	50
3.3.2. Conditions aux limites	50
3.3.3. Caractéristiques des matériaux	50
3.3.4. Génération du Maillage	51
3.3.5. Conditions initiales	52
3.3.6. Calculs	53
3.3.7. Application numérique	55
3.3.8. Résultats	56
3.3. Conclusion	66

Conclusion Générale	68
----------------------------	-----------

Références bibliographiques	72
------------------------------------	-----------

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Généralités sur les fondations superficielles

Figure 1.1. Rapport D/B de déliissant le type de fondation selon le DTU 13.12 (1988)	5
Figure 1.2. Type des fondations superficielles	8
Figure 1.3. Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante	12
Figure 1.4. Rupture par cisaillement Générale	12
Figure 1.5. Rupture par cisaillement local	13
Figure 1.6. Rupture par poinçonnement	14
Figure 1.7. Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle	15
Figure 1.8. Tassement des fondations	16
Figure 1.9. Schéma de rupture d'une fondation superficielle	16
Figure 1.10. Capacité portante Méthode de superposition de Terzaghi (méthode C-φ)	17
Figure 1.11. Allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente (Meyerhof (1957))	24
Figure 1.12. Schémas de la zone de rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)] (a) $D_f/B > 0$ et (b) $b/B > 0$	25
Figure 1.13. Surface de rupture d'une fondation filant au bord d'une pente d après Meyerhof (1957)	25
Figure 1.14. Facteur de portance N_{cq} de Meyerhof pour un sol purement cohérent d'après Meyerhof (1957)	26
Figure 1.15. Facteur de portance $N_{\gamma q}$ de Meyerhof, pour un sol purement frottant, d'après Meyerhof (1957)	27
<hr/>	
Figure 2.1. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	35
Figure 2.2. De la réalité au maillage en passant par la discrétisation	41
Figure 2.3. Types d'éléments linéiques	42
Figure 2.4. Types d'éléments plans	43
Figure 2.5. Types d'éléments volumiques	43
<hr/>	
Figure 3.1. La définition géométrique pour une surface horizontale	49
Figure 3.2. La définition géométrique pour une pente	50
Figure 3.3. Maillage avant le calcul	52
Figure 3.4. Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0	52
Figure 3.5. Choix de K0 : Les contraintes initiales sont alors calculées	53
Figure 3.6. Menu général de calcul	54
Figure 3.7. Fenêtre l'évolution du calcul	55
Figure 3.8. Mécanismes de rupture à surface horizontale	57
Figure 3.9. Mécanismes de rupture au bord d'une pente (1/2)	58

Table de matières

Figure 3.10. Contraintes déviatoriques (q)	58
Figure 3.11. Déplacements verticaux	59
Figure 3.12. Déplacements Totales	59
Figure 3.13. Contraintes totales	60
Figure 3.14. Connectivités	60
Figure 3.15. Contraintes Effectives	61
Figure 3.16. Connectivités	61
Figure 3.17. Déformation de maillage	62
Figure 3.18. Le programme courbe (' <i>Curves</i> ')	62
Figure 3.19. Variation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante : cas terrain horizontal	63
Figure 3.20. Variation l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/4	64
Figure 3.21. Variation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante dans : pente 1/3	64
Figure 3.22. Variation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2	65

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi	19
Tableau 1.2. Variation de la N_c , N_γ et N_q selon Meyerhof	20
Tableau 1.3. Facteurs de capacité portante de Hansen (1970)	21
Tableau 1.4. Coefficients de forme	22
<hr/>	
Tableau 3.1. Propriétés de sol	51
Tableau 3.2. Possibilité de définir ses propres lois de comportement	63
<hr/>	

Table de matières

Unités :

mm : Millimètre.

cm : Centimètre.

m : Mètre.

kN : Kilo newton.

kN/m² : Kilo newton par mètre carré. (KPa : Kilopascal).

kN/m³ : Kilo newton par mètre cube.

° : Degré.

Liste des notations

Q : Charges de la fondation.

Qu : Capacité portante ultime.

Fs : Coefficient de sécurité.

Dr : Densité relative

K0 : Coefficient des terres au repos

U : Déplacement

Nc : Terme de cohésion

Nq : Terme de profondeur.

Nγ : Terme de surface.

E: Module d'Young.

G : Module de cisaillement effectif

Gu : Module de cisaillement ultime

G : Module de cisaillement

Table de matières

Φ : Angle de frottement interne du sol

Ψ : Angle de dilatance du sol

S : Tassement

Φ : Angle de frottement interne du sol

φ_u : Angle de frottement ultime

ψ : Angle de dilatance du sol

S : Tassement

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La fondation est la partie la plus importante et la plus essentielle dans une structure. C'est pourquoi il est crucial de connaître le type de sol, son comportement et sa capacité portante.

Plusieurs études ont conduit à un progrès considérable en ce qui concerne la compréhension du "comportement des fondations superficielles sous des charges appliquées". Cependant, les méthodes conventionnelles de conception des semelles exigent une grande sécurité contre les ruptures. Donc pour atteindre l'objectif recherché, la capacité portante du sol doit être la principale préoccupation dans la conception de toute fondation et le tassement doit être mis en place dans le cadre adéquat.

Si le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle de type semelle filante, posée sur un massif plan semi-infini, et chargée par une force verticale centrée, est actuellement bien maîtrisé, car reposant notamment sur une expérience acquise par l'ingénieur géotechnicien depuis de nombreuses années, il n'en est plus de même dès que l'on s'éloigne de cette configuration de référence.

La première, sur laquelle nous avons ici décidé de porter notre attention principale, est la présence d'une fondation à proximité de la pente. D'un point de vue pratique, une telle configuration peut résulter de deux situations différentes. On peut ainsi être amené à construire un ouvrage au bord ou du moins à proximité d'un talus déjà existant.

De nombreux chercheurs retiennent diverses hypothèses pour évaluer la capacité portante de fondations superficielles sur une pente ou près d'une pente. La méthode d'estimation de la capacité portante sur le sol en pente a été proposée par Meyerhof [1], et plus tard, de nombreux chercheurs ont contribué à ce domaine.

Au sujet des méthodes de calcul, la littérature nous révèle qu'une grande part des cas étudié est basée sur une semelle superficielle reposant sur un sol en pente, ce qui suit quelques travaux sur les méthodes pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles au bord d'une pente ou proche d'une pente est discutée.

Introduction Générale

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. Terzaghi (1943) [2] est le premier qui a proposé une équation générale pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur un massif de sol sollicité par un chargement vertical centré. Dès l'apparition de l'équation de Terzaghi, il y a eu un grand nombre de campagnes d'essais en laboratoire dans le but de valider ou d'améliorer son domaine de validité ; ces essais ont conduit à la généralisation de cette équation, par l'affectation à chaque terme de portance d'un ou plusieurs coefficients correcteurs. On examine dans ce mémoire l'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente en considérant un sol purement frottant.

Meyerhof [1] a indiqué que pour une fondation située sur/ou près d'une pente, la zone plastique du côté de la pente est relativement plus petite que celle d'une fondation similaire sur un sol horizontal et que la capacité portante ultime de la fondation est donc réduite. Il a présenté une solution pour la capacité portante ultime des fondations superficielles rugueuses sur/ou à proximité des pentes dont il a tracé des abaques des facteurs de portance modifiés en fonction des angles de frottement.

Griffiths [3] a effectué des analyses par éléments finis pour déterminer la capacité portante du sol en pente dont il a obtenu des résultats raisonnables, notamment pour les semelles adjacentes aux pentes, mais il a nécessité un effort de calcul important pour déterminer les facteurs de portance et il a fait face à des problèmes de convergence, particulièrement pour $N\gamma$.

Graham et al. [4] se basant sur le mécanisme de rupture de Meyerhof [1], ont établi une approche analytique de la capacité portante et de la distribution des contraintes pour les semelles placées sur des pentes pour des sols sans cohésion qui ont été validées par des résultats expérimentaux.

En effet, l'objectif principal de ce travail s'articule sur une analyse expérimentale et numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle filant située au bord d'une pente et soumise à des chargements centrés, et incliné. Le code Plaxis et un banc d'essai sont choisis pour étudier l'effet de plusieurs paramètres tel

Introduction Générale

que l'angle d'inclinaison de la pente β et l'angle d'inclinaison de la charge appliquée sur la fondation α .

Le présent mémoire est composé de trois chapitres ; y compris une introduction générale et une conclusion :

- *Une introduction générale* concernant le travail effectué est présentée.
- Des généralités sur les fondations superficielles ont été traitées au *premier chapitre*.
- *Le deuxième chapitre* présente le logiciel de calcul PLAXIS.
- *Le troisième chapitre* présente l'étude numérique effectuée.

Chapitre I

Chapitre I : Généralités sur les fondations superficielles

I.1. Introduction

La fondation est la partie qui transmet les charges de la construction aux couches de sols sous-jacentes : elle peut être superficielle ou profonde. Les fondations superficielles (semelle, radié, etc.) sont, par définition, des fondations faiblement encastrees qui reposent sur le sol, dont les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent elles les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

Les fondations superficielles sont considérées comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leurs ont été consacrés depuis près d'un siècle pour établir, valider et améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et mettent en jeu les résultats de calcul.

Les méthodes de calcul de la capacité portante ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelque précurseurs (Terzaghi [1], Meyerhof [2], Brinch Hansen [5], ...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Vu l'importance que révèle le calcul de la capacité portante d'un sol dans la stabilité d'un ouvrage, un aperçu sur quelques méthodes de calculs précisés des fondations superficielles a été présenté à travers ce chapitre.

I.2. Le rôle des fondations

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus.

Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc.

Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral (cf. chapitre spécialisé dans ce traité).

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

Les fondations superficielles (semelles) sont limitées en dimensions, au-delà, les techniques de mise en œuvre sont relatives aux fondations profondes. [6]

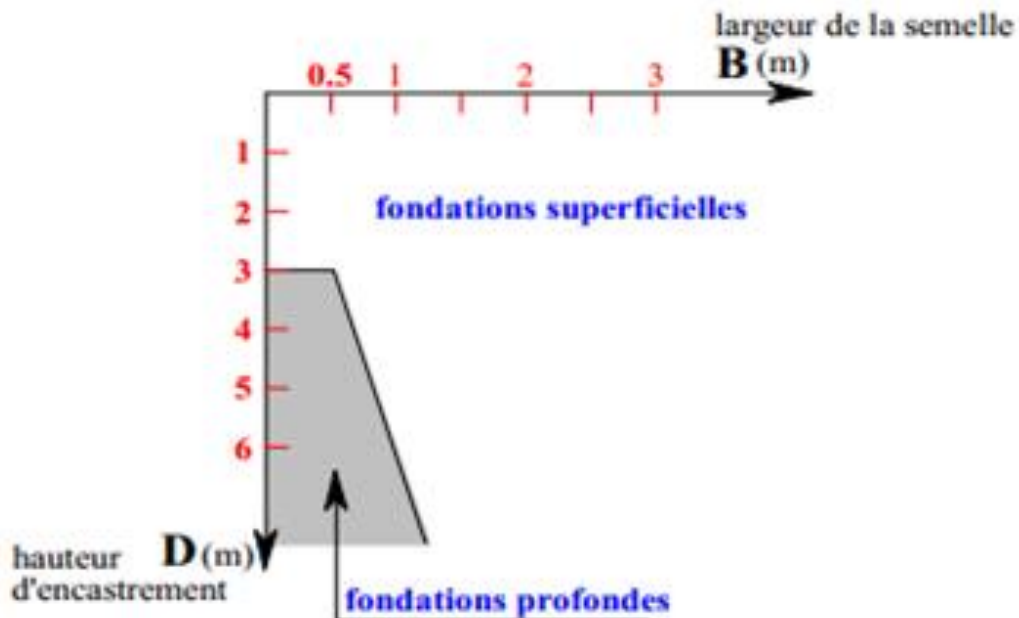


Figure 1.1 : Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988).

[6]

I.3. Fonctionnement des Fondations Superficielles

D'après Chai (2000). En général, n'importe quelle conception de fondation. Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. [7]

I.3.1. Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

- Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage. Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur quelques mm de 5 à 25 mm)
- Éviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels.
- Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède) Vérifier que les poussées d'Archimède sont inférieures au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants ou prévoir un lestage.
- L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) Prendre les dispositions constructives adaptées à chaque cas (utilisation de bèches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous, ...).
- Éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (env. 30°).
- Drainage périphérique. [7]

I.3.2. Assurer la résistance des massifs de fondations

- Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture. Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés. [7]

I.3.3. Vérifier la résistance du terrain de fondations

➤ Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté.

Respect des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols. [7]

I.3.4. S'assurer de la durabilité des fondations

➤ La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage. Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel. Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse, ...), au gel. [7]

I.4. Principaux types de fondations superficielles

Comme il a indiqué Frank (1998), on peut distinguer trois types de fondations superficielles

On distingue (figure 1) :

— les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;

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

et les semelles circulaires (de diamètre B) ; — les **radiers** ou **dallages**

, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

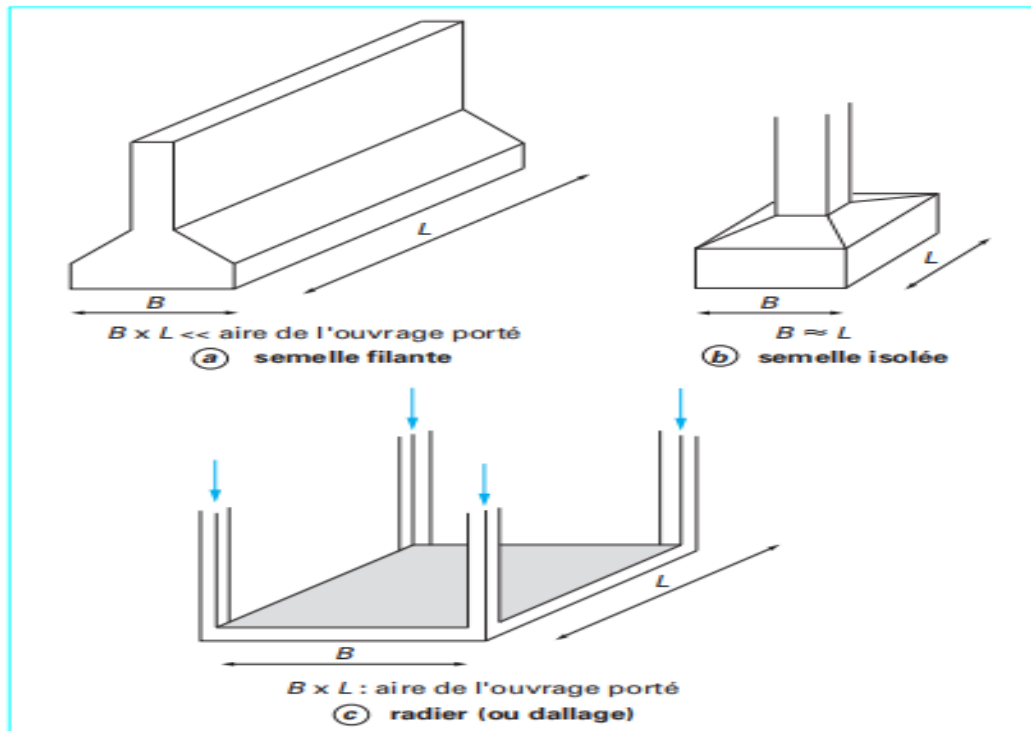


Figure 1.2 : Types des fondations superficielles. [8]

I.5. Dimensionnement des fondations superficielles.

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\text{pression [Pa]} = \text{Force [N]} / \text{Surface [m}^2\text{]}$$

La valeur de q est identifiée par une campagne de reconnaissance de sol (essais en laboratoire et/ou essais in situ). La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations.

La surface S d'une semelle s'exprime :

$$S [\text{mm}^2] \geq N_u \text{ en [N]} / q \text{ en [MPa]}$$

N_u représente l'effort ultime apporté par l'ouvrage, que représente la contrainte (capacité portante) du sol. La valeur de q est identifiée par une campagne de reconnaissance de sol (essais en laboratoire et/ou essais in situ). [9]

I.6. Justifications d'une fondation superficielle

La justification du dimensionnement d'une fondation superficielle est menée en faisant un certain nombre de vérifications. Pour les fondations superficielles d'ouvrages de génie civil, les états limites à considérer concernent (fascicule 62-V, 1993) [10] :

- le sol (ELU et ELS de capacité portante pour limiter les déplacements et ELU de stabilité d'ensemble au grand glissement) ;
- les matériaux constitutifs de la fondation superficielle ;
- le cas échéant, des déplacements dont le dépassement pourrait nuire au bon comportement de la structure portée.

Pour les fondations superficielles de bâtiments, le DTU 13.12 (1988) [6] préconise des vérifications semblables ou équivalentes. Il en est de même pour le projet d'Eurocode 7-1 (2005) [11]. On notera que certains problèmes y sont plus explicitement mentionnés, tels que :

- l'apparition d'un état limite ultime dans la structure portée dû à des déplacements différentiels verticaux et horizontaux excessifs de la fondation ;
- le soulèvement excessif (dû au gonflement du sol) ;
- l'apparition de vibrations et de tassements excessifs dus à des sollicitations ou des charges vibrantes.

Notons que des règles pour la justification des fondations semi profondes sont également données par le fascicule 62-V (1993).

I.7. Comportement des fondations superficielles

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge, il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (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). Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles. [9]

I.8. Comportement à la rupture

Si on soumet une semelle filante à un chargement croissant jusqu'à la rupture d'un sol homogène et indéfini on obtient une rupture du sol en surface qu'on qualifie de rupture globale. Schématiquement, il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.

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

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

La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation.

Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur, comme : des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) ou des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.). Les résultats d'essais sur des semelles rigides (Vesic 1963) montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol. [7]

I.8.1. Mécanisme général

Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface.

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants figure (1.5) et figure (1.6 a). Dans le sol, on constate trois zones de perturbation :

- **Zone I** : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol de cette zone est dans un état surabondant.
- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et les efforts de cisaillement sont importants, donc la rupture est généralisée.
- **Zone III** : Les zones externes sont peu perturbées et ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture. [9]

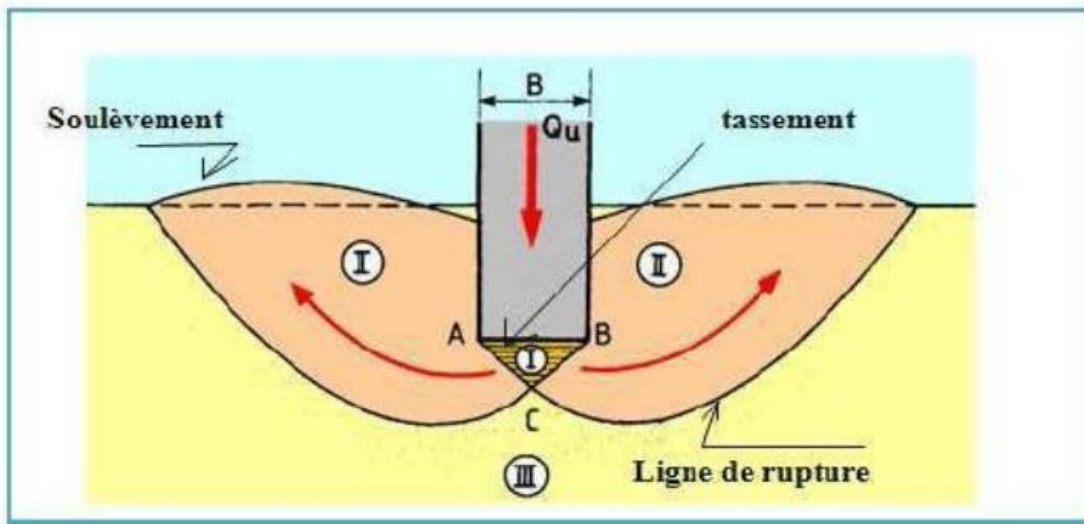


Figure 1.3 : Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante. [9]

D'après Das (2009), Lorsque q devient égale à q_u et le tassement de fondation $S = S_u$, le sol qui supporte la fondation va subir une soudaine rupture par cisaillement.

La surface de rupture dans le sol est représentée sur la figure 1.4 a et le tracé de q par rapport à S est illustré dans la figure 1.4 b. ce type de rupture est appelé une rupture par cisaillement général, et q_u est la capacité portante ultime. [9]

On note que, dans ce type de rupture, une valeur maximale de $q = q_u$ est clairement définie dans la courbe (chargement-tassement).

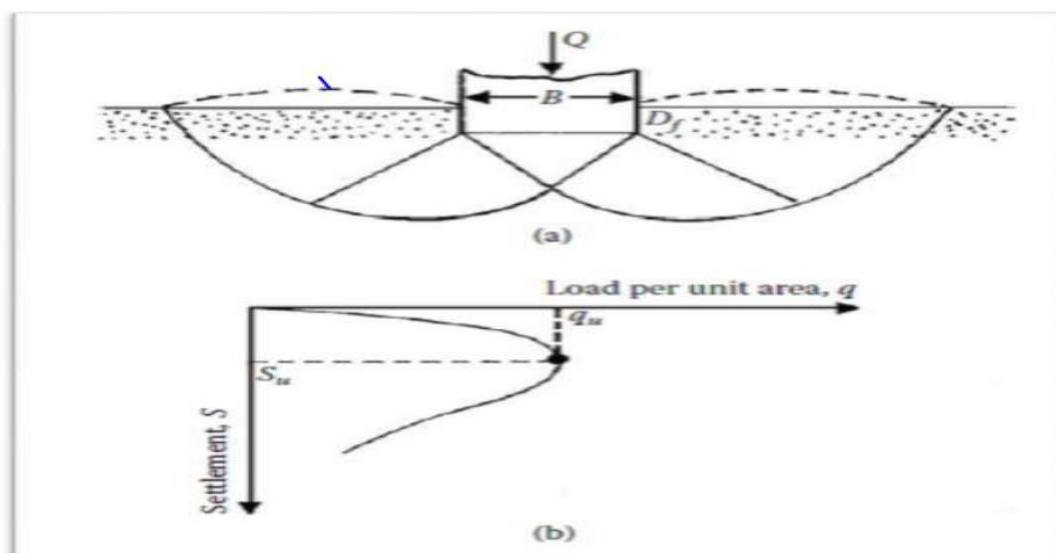


Figure 1.4 : Rupture par cisaillement Générale. [12]

I.8.2. Mécanisme de cisaillement localisé

Si la fondation montrée dans la figure 1.5a est supportée par un sable de densité moyenne ou un sol argileux d'une cohérence moyenne, le tracé de q par rapport à S est illustré dans la figure 1.5b.

On note que l'amplitude de q augmente avec le tassement jusqu'à $q = q_u$, et cela est généralement désignée comme la première charge de rupture. A ce moment, la surface de rupture développée dans le sol sera comme indiqué par les lignes continues dans la figure 1.5a. Si la charge sur la fondation est plus augmentée, la courbe chargement-tassement devient plus raide et plus erratique avec l'évolution progressive vers l'extérieur et vers le haut de la surface de rupture dans le sol (représenté par une ligne dentelée dans la figure 1.5b)

Lorsque q devient égale à q_u (capacité portante ultime), la surface de rupture atteint la surface du sol. Au-delà, le tracé de q par rapport à S prend presque une forme linéaire, et une charge maximale n'est jamais observée. Ce type de rupture est appelé une rupture par cisaillement local. [12]

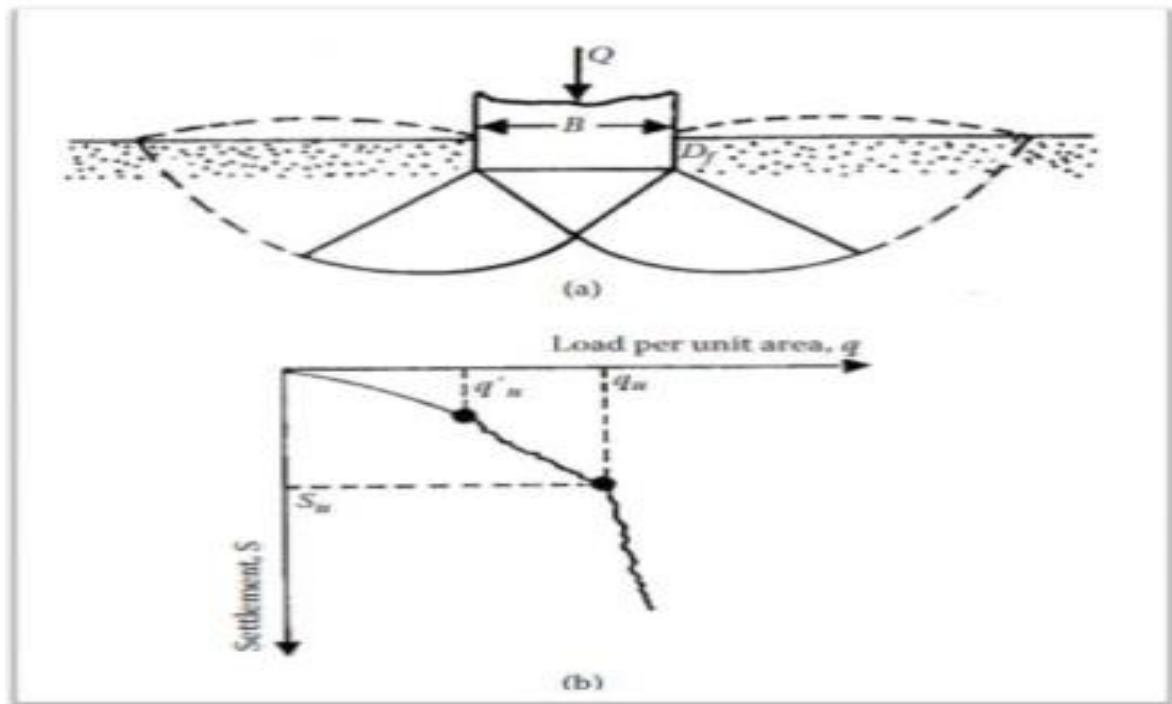


Figure 1.5 : Rupture par cisaillement local [12].

I.8.3. Mécanisme de rupture par poinçonnement

La Figure 1.6a montre la même fondation située sur un sable meuble ou sol argileux doux. Dans ce cas, la courbe chargement-tassement sera comme celui de la figure 1.6b. Une valeur maximale de la charge par unité de surface q n'est jamais observée. La capacité portante ultime est définie comme le point où $\Delta S / \Delta q$ devient le plus grand et reste presque constant par la suite.

Ce type de rupture est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas la surface de rupture ne s'étend jamais jusqu'à la surface du sol que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement (D_f) par rapport à la largeur de la fondation B , et le rapport largeur -

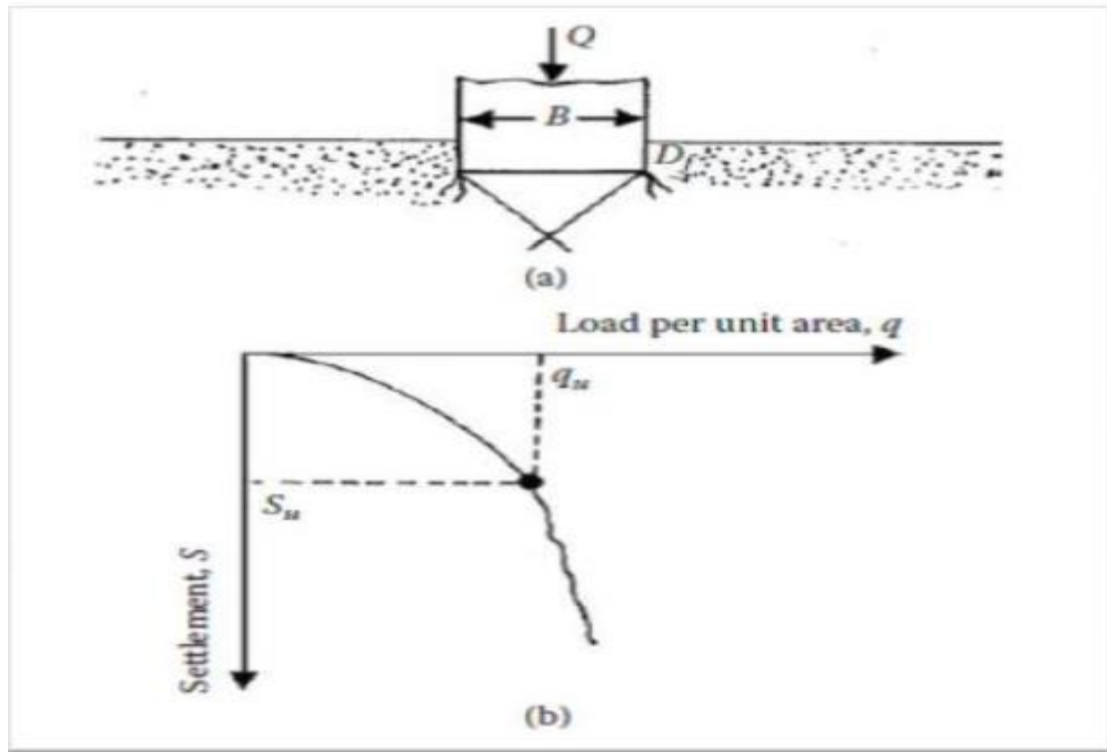


Figure 1.6 : Rupture par poinçonnement.

La nature de la rupture du sol sous charge ultime est une fonction de plusieurs facteurs tels est l'a été expliqué clairement par Vesic (1973), qui a mené plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. [12]

I.9. Capacité portante et tassement

Dans un premier temps, l'ingénieur géotechnicien, cherchera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons de coût évidentes (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols ne le lui interdisent pas, évidemment). Il devra, alors, se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, C'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles.

Systematiquement lors du calcul des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 1.7. qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée B et la profondeur où est située sa base est notée D . Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur D donnée et relevons les tassements s obtenus en fonction de la charge appliqué Q . [8]

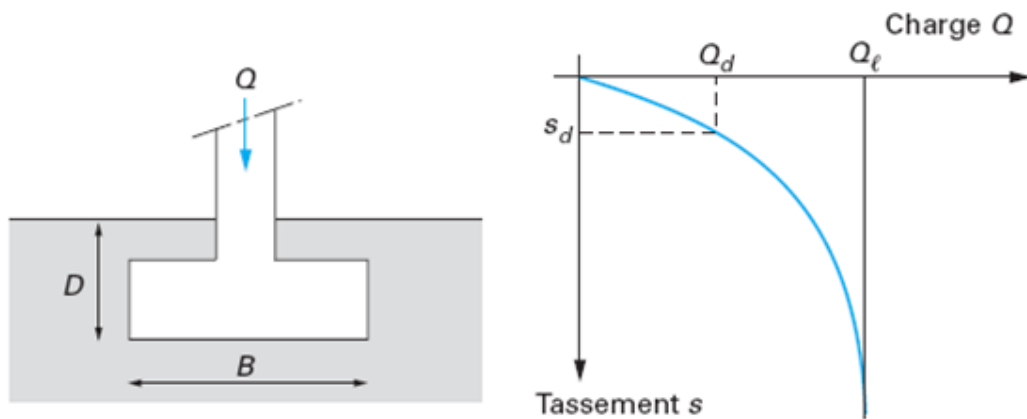


Figure 1.7 : Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle. [8]

I.10. Tassement des fondations

On distingue deux types de tassements :

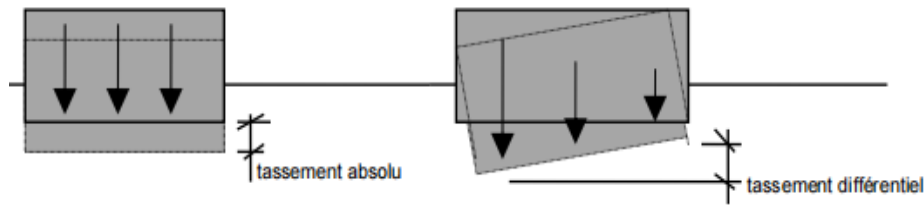


Figure 1.8 : Tassement des fondations. [12]

Le tassement absolu d'un bâtiment, s'il est limité, n'engendre pas de désordres importants aux bâtiments

Le tassement différentiel d'un grave désordre. il doit être solutionné. [12]

Remarque :

Le tassement maximum qu'on peut accepter pour un bâtiment est en règle générale de 25 mm Avec ce tassement de 25 mm, on estime que le tassement différentiel entre deux semelles ne dépassera pas 20 mm

I.11. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

(Méthode « c- ϕ »)

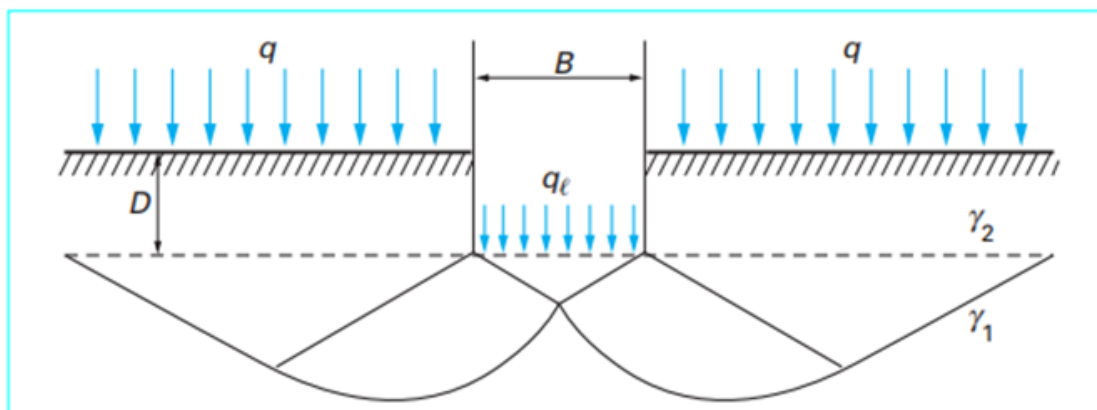


Figure 1.9 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle. [8]

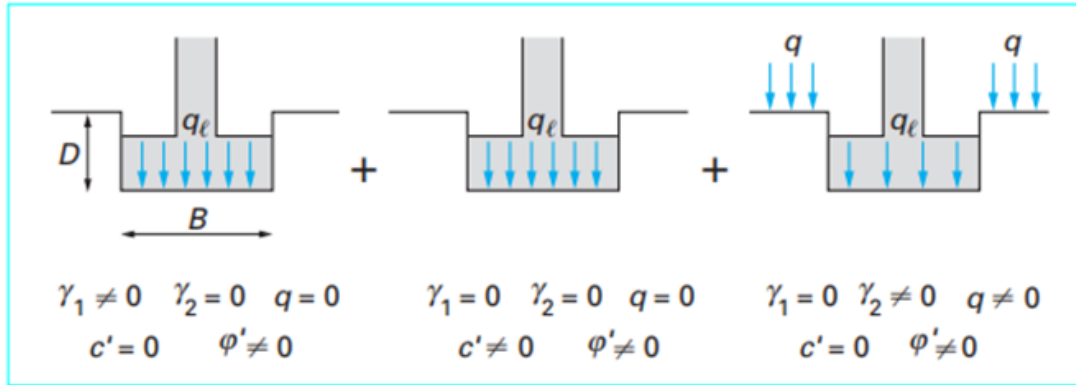


Figure 1.10 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «c-φ»). [8]

La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l’action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l’action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). [1]

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

I.12. Capacité portante ultime

La charge ultime par unité de surface de la fondation (capacité portante ultime q_u) d’un sol donné possédant une cohésion c et un poids spécifique γ peut s’écrire donc :

$$Q_u = q + q_c + q_\gamma$$

En remplaçant q , q_c et q_γ par leurs expressions trouvées précédemment, on aura comme expression de la capacité portante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + C N_c + \gamma_1 D N_q$$

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

Les différents termes sont les suivants :

- le premier terme $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids

volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

- le deuxième terme $CN_c(\varphi)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
- le troisième terme $(q + \gamma_2 D)N_q(\varphi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur.

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Avec :

- * q contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
- * γ_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation,
- * γ_2 poids volumique du sol latéralement à la fondation,
- * q Surcharge verticale latérale à la fondation,
- * C cohésion du sol sous la base de la fondation,
- * $N_\gamma(\varphi); N_c(\varphi); N_q(\varphi)$ facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle frottement interne φ du sol sous la base de la fondation. [2]

Avec :

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

$$N_c = \left(\frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \right).$$

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

Tableau 1.1 : Facteurs de la capacité portante donnée par Terzaghi. [1]

φ'	N_c	N_q	N_γ	φ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Tableau 1.2 : Variation de la N_c , N_q et N_γ selon Meyerhof. [2]

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	16.17	50	266.89	319.07	873.84

Tableau 1.3 : Facteurs de capacité portante de Hansen (1970). [5]

ϕ (degrees)	Nq	Nc	Ny
0	1.0	1.5	0.0
5	1.6	16.5	0.1
10	2.5	8.3	0.4
15	3.9	11.0	0.2
20	6.4	14.8	1.9
25	10.7	20.7	2.8
30	18.4	30.1	15.1
31	20.6	32.7	17.7
32	23.2	35.5	20.8
33	26.1	38.6	42.4
34	29.4	42.2	28.8
35	33.3	46.1	33.9
36	37.8	50.6	40.1
37	42.9	55.6	47.4
38	48.9	61.4	56.2
39	56.0	67.9	66.8
40	64.2	75.3	78.5
42	85.4	93.7	114.0
44	115.3	118.4	165.6
46	158.5	152.1	244.6
48	222.3	199.3	368.7
50	319.1	266.9	568.6

La relation est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs

S_c , S_q et S_γ pour tenir compte de la forme de la fondation

$$q_1 = S_\gamma \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + S_c C N_c(\varphi) + S_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

Dans la littérature, de nombreux résultats ont été publiés par différents auteurs. (Caquot et Kerisel ; Brinch , Hansen; Meyerhof). Le problème axisymétrique pour une semelle circulaire a été considéré par Berezantzev, Shield, Cox et al et Martin. [7]

Tableau 1.4 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées) ; le DTU 13.12 retient les mêmes valeurs. [6]

fondation	Rectangulaire ou carrées (B/L =1)		Circulaire
S_γ (1)	$1-(0,2B/L)$	0,8	0,6
S_c	$1+(0,2B/L)$	1,2	1,3
S_q	1	1	1
(1) conditions drainées seulement			

I.12.1. Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. [7]

Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_u .

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

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

$$q_1 = C_u N_c(0) + q + \gamma_2 D$$

Avec :

- * $N_c(0) = \frac{1}{2} \pi + 2$ pour les fondations lisses ,
- * $N_c(0) = 5,17$ pour les fondations rugueuses
- * γ_2 est le poids volumique total du sol latéral.

I.12.2. Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. [7]

Les paramètres de résistance drainés sont :

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1' B N_\gamma(\varphi') + C' N_c(\varphi') + (q + \gamma_2' D) N_q(\varphi')$$

Avec :

γ_1' et γ_2' poids volumiques effectifs.

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi')$, $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\operatorname{tg} \varphi'}$$

I.13. Conclusion

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. [7]

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

- Un mécanisme général.
- Un mécanisme de cisaillement localisé.
- Un mécanisme de rupture par poinçonnement.

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

Malgré l'ancienneté de certaines techniques et des constructions sur des sites extrêmement variables, le comportement des structures fondées superficiellement est loin d'être bien connu. Cette méconnaissance est liée à la nature hétérogène des sols et à leurs comportements divers (sable, argile, drainé, non drainé, ...). [7]

I.14. Fondation au bord d'une pente

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. [9]

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

- 1) La théorie de poussée/butée des terres sur un écran, combinée au principe de superposition des effets [Meyerhof G (1957)], [Giroud J-P, Tran Vô-Nhiem (1972)], et [Narita K, Yamagushi H (1990)] [9]

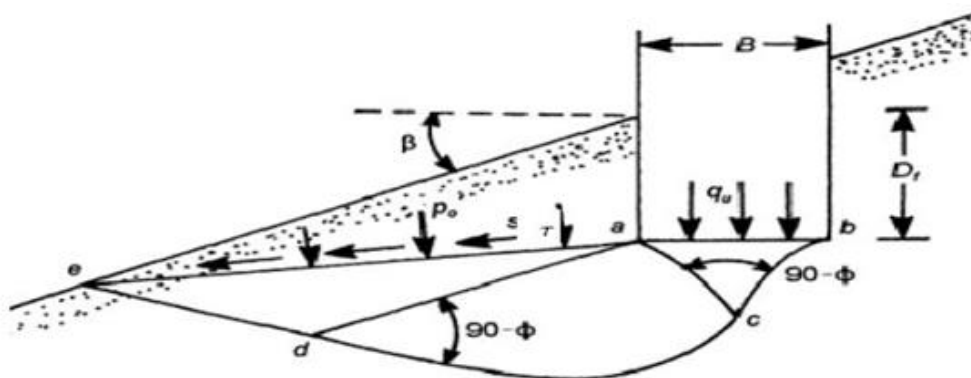


Figure 1.11 : Allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente (Meyerhof (1957)). [2]

Sous la fondation filante rugueuse de largeur B située sur un talus Meyerhof à proposer trois **zones** : **abc** : est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial et **ade** présente une zone de cisaillement. Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont **P0** et **S0** respectivement. On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. [7]

- 2) La théorie du champ des lignes de glissement (ou méthode des caractéristiques de contraintes), limitée aux problèmes plans ou axisymétriques Sokolovski V.N (1942), et [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)]. [7]

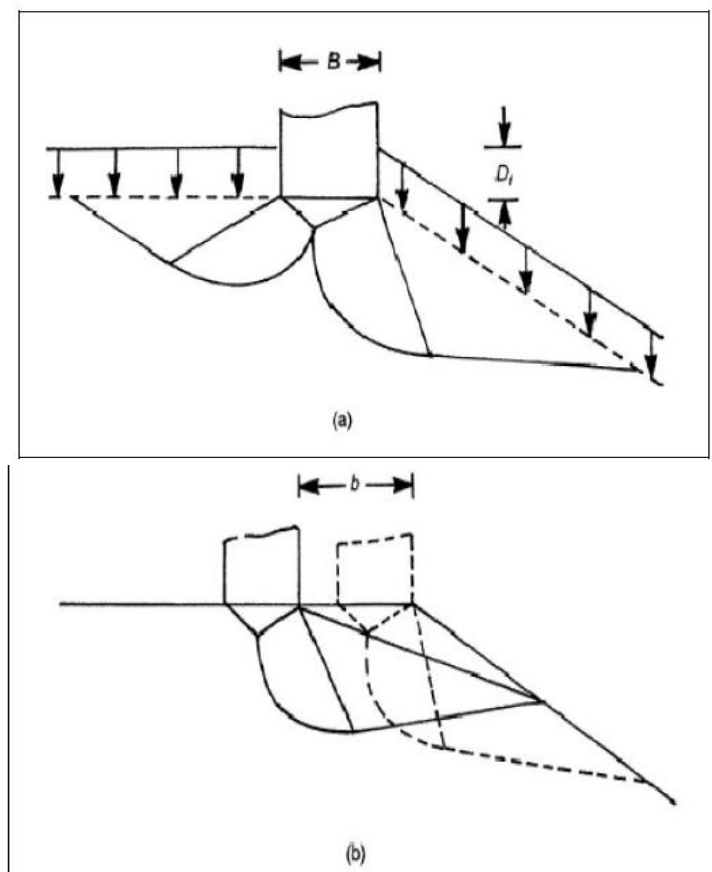


Figure 1.12 : Schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)] (a) $D_f / B > 0$ et (b) $b / B > 0$. [7]

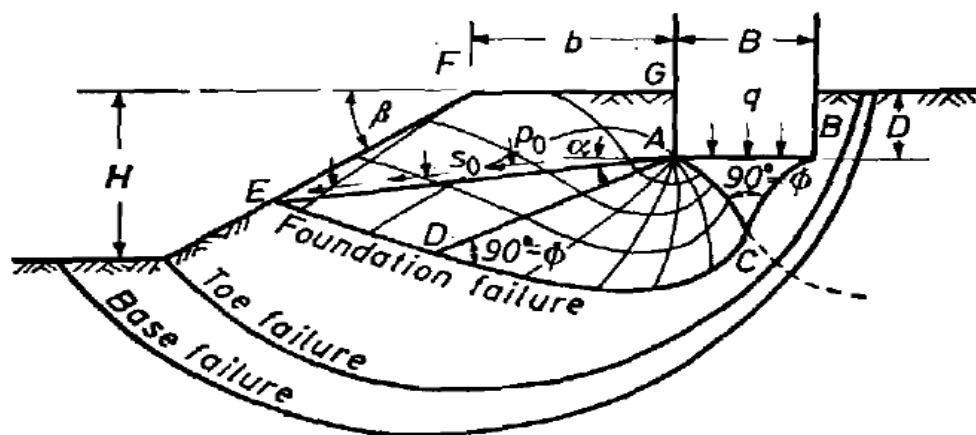


Figure 1.13 : Surface de rupture d'une Fondation filante au bord d'une pente d'après Meyerhof (1957).

La capacité portante de la fondation peut être exprimée par l'équation : (5)
 Meyerhof a développé les variations théoriques du facteur N_{cq} pour les sols purement cohérents ($\phi=0$) et $N_{\gamma q}$ pour les sols purement frottant ($C = 0$).

Ces variations sont montrées sur la figure 1.14 et la figure 1.15 respectivement.

On note aussi : $q_u = cN_cq$ pour le sol purement cohérent ($\phi = 0$) D'une façon semblable $q_u = 1/2\gamma BN\gamma q$ pour le sol purement frottant ($c = 0$). [2]

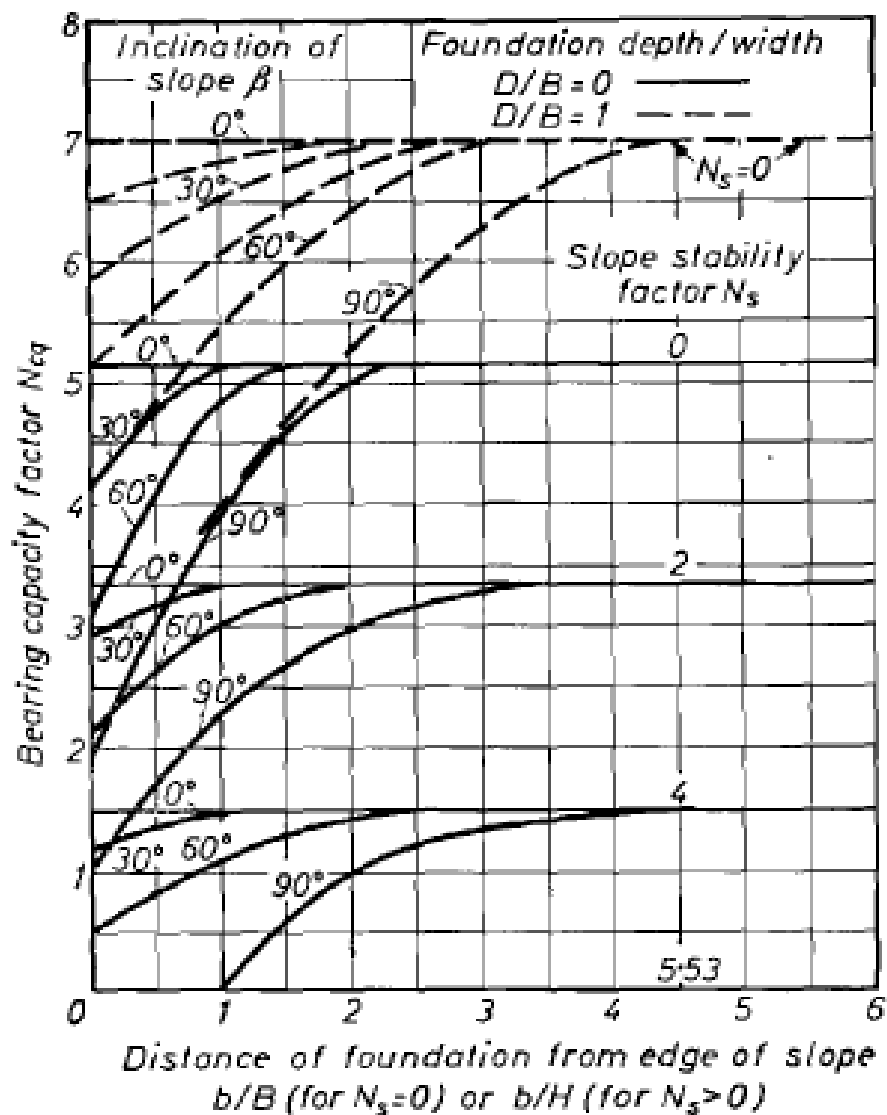


Figure 1.14 : Facteur de portance N_{cq} de Meyerhof pour un sol purement cohérent (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957). [2]

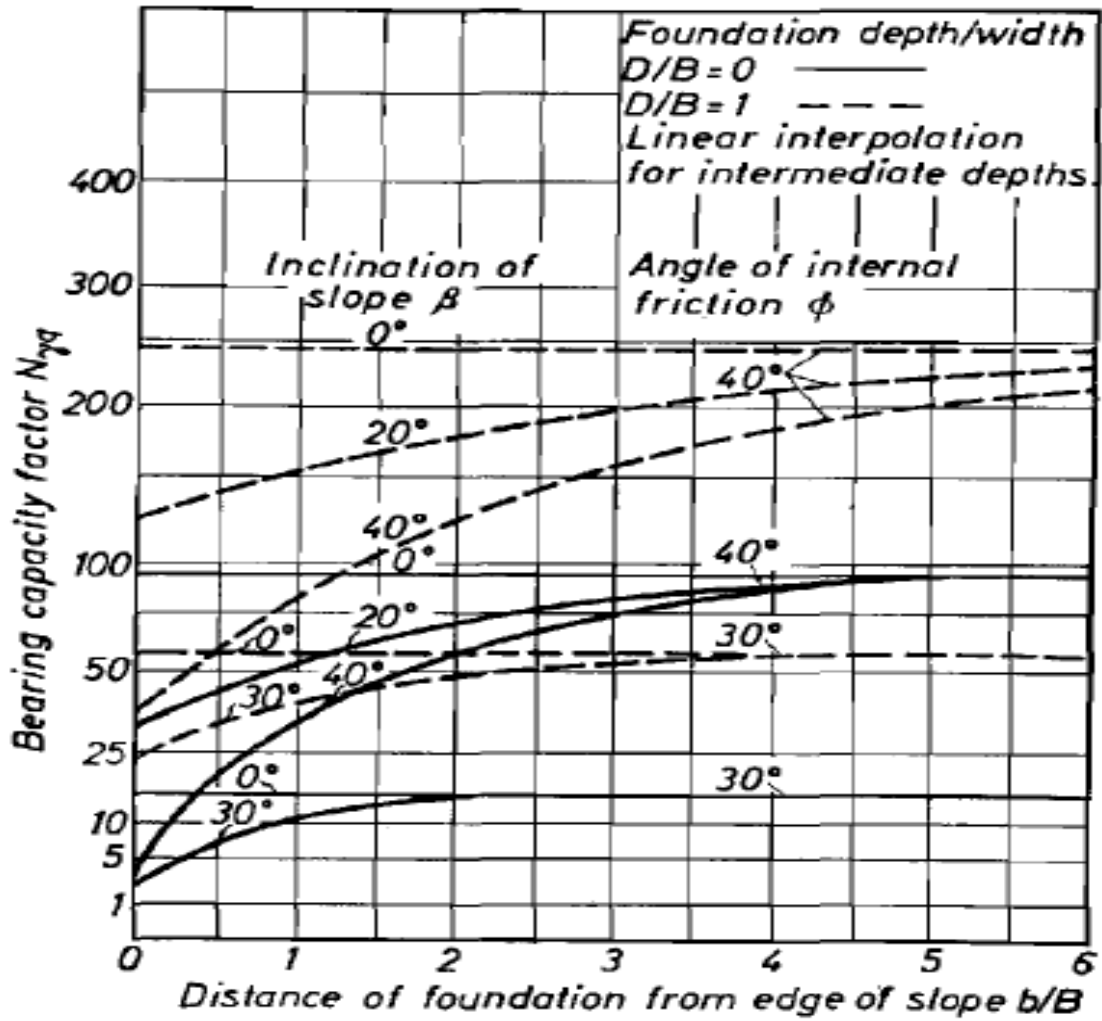


Figure 1.15 : Facteur de portance $N_{\gamma q}$ de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957). [2]

I.16. Conclusion

Le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle filante est actuellement bien maîtrisé par l'ingénieur géotechnicien, car il repose notamment sur une expérience acquise depuis de nombreuses années. Plusieurs méthodes ont été proposées par beaucoup de chercheurs pour calculer les paramètres de portance. En effet, la capacité portance d'une fondation superficielle chargée verticalement peut être estimée couramment en utilisant la théorie conventionnelle de Terzaghi dans laquelle les valeurs appropriées des facteurs de portances sont adoptés.

Pour les autres formes de fondation non filantes, à savoir rectangulaires, carrées, circulaires, annulaires, etc., ou le procédé de chargement (centré, excentré, incliné...) les méthodes classiques n'apportent de réponse à la capacité portante qu'à travers certains coefficients de formes empiriques, et ceci suscite l'investigation d'autres.

Chapitre II

Chapitre II Présentation du logiciel de calcul PLAXIS

II.1. Introduction

PLAXIS est un progiciel d'éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches non linéaire, dépendant du temps et anisotrope.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres) avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien qu'elles soient fiables sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haut précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par des défauts (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions

interstitielles à un stade donné de chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect. [13] [14]

II.2. Bref historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20^{ème} siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes. [13] [14] [15]

II.3. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment. Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. [13] [14] [15]

II.4. Présentation de PLAXIS [13] [14] [15]

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa

technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

II.5. Le code éléments finis PLAXIS [13] [14] [15]

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo- statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (4 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure.

Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

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

A) LE PROGRAMME D'ENTREE DE DONNEES ('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.

B) LE PROGRAMME DE CALCUL ('CALCULATIONS')

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

C) LE PROGRAMME DE RESULTATS ('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.

D) LE PROGRAMME COURBES ('CURVES')

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

II.6. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS [13] [14] [15]

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

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels dans un délai raisonnable, en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, où le microordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voire simpliste, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

II.6.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas du module d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser k Comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2G(1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures (béton ou métal) en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

II.6.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau (voir figure 2.1).

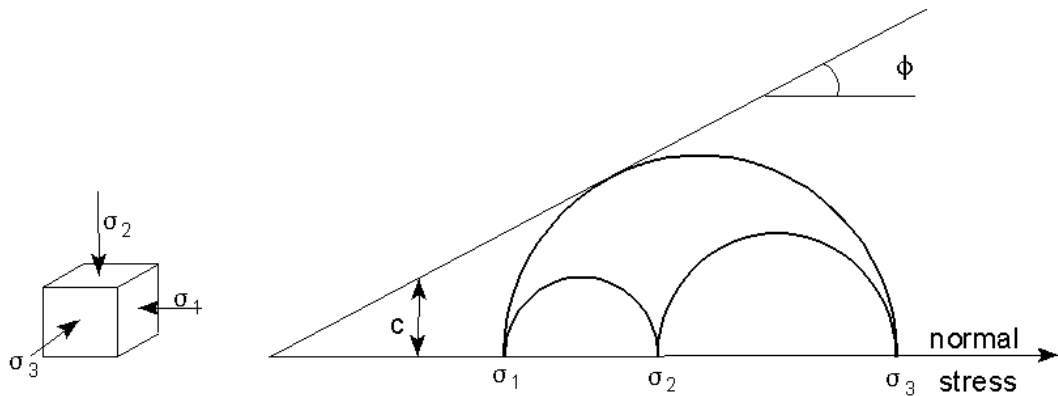


Figure 2.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité), les trois autres sont c , ϕ et ψ , respectivement la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à de calculs de déformation ou de stabilité.

II.6.3. Le modèle élastoplastique utilisé dans le projet, Mohr-Coulomb

- **Choix du modèle**

Modélisation rime toujours avec simplification.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a pas la complexité ni aussi les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élastoplastique à plusieurs surfaces décharges avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement non linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.

Pour les applications géotechniques qui se traitent souvent soit par des calculs élastiques, soit par des calculs rigides-plastiques, l'approche en déformation que permet le modèle de Mohr-Coulomb est sûrement avantageuse et marque un progrès intéressant.

Comme dans toute méthode classique de calcul, la première simplification est l'établissement d'une coupe du sous-sol : cette simplification des différents sols rencontrés lors des reconnaissances permet à l'ingénieur de disposer d'un schéma

conceptuel de calcul comportant les principales couches de sol influentes. C'est pour ces couches que se pose la question de la détermination des paramètres de calcul.

La détermination des paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb est simple car ces paramètres ont la signification physique à laquelle le géotechnicien est habitué. La plus grande difficulté reste, comme dans toute simulation numérique ou tout calcul, la sélection adéquate des paramètres à affecter aux différents matériaux et à prendre en compte dans les calculs.

- **Les paramètres du modèle**

a- Les poids volumiques

Le poids volumique "unsat" que demande Plaxis est le poids volumique des terrains au-dessus de la nappe. Sauf cas particuliers, ce n'est pas un poids volumique sec tel que γ_d . Il peut être légèrement plus faible que le poids volumique "sat" ou humide des terrains en dessous de la nappe. L'estimation de ces valeurs, dans un système d'unité compatible avec le reste des données (mètre, kPa et kN/m^3 ou mètre, t, t/m^2 et t/m^3 ou tout autre, même si la loi oblige au premier...) est facile en fonction de la nature des terrains. Ces valeurs se situent dans une gamme de 15 à 20 kN/m^3 voire plus pour des remblais très compactés ou au contraire des vases et des tourbes très peu denses.

b- Les perméabilités

L'évaluation de la perméabilité d'un sol est la plus difficile. Si les essais de laboratoire sont bien définis, ils ne fournissent souvent qu'une perméabilité verticale pour des gradients bien supérieurs à ceux que l'on rencontre en place.

Le point le plus important est l'anisotropie de perméabilité. De nombreux sols présentent des perméabilités horizontales supérieures à leurs perméabilités verticales.

On peut alors définir une perméabilité horizontale plus forte que la perméabilité verticale. Un rapport de 10 à 100 peut être envisagé.

La perméabilité des sols varie au moins de 10^{-3} à 10^{-10} m/s, soit 7 ordres de grandeurs.

c- Le coefficient de Poisson ν

Pour un matériau élastique, le coefficient de Poisson varie dans les limites 0 à 0.5. La première valeur correspond à un sol qui n'aurait pas "d'effet latéral" : un exemple en est la neige. La seconde est celle d'un sol incompressible (ce qui est tout à fait différent d'indéformable).

Une valeur de 0,2 à 0,4 est conseillée pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles.

d- Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au, G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture.

L'utilisateur doit rester consciente l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Cette question se retrouve dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

e- L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Cette suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{cv} (à volume constant, au palier).

f- La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

g- L'angle de dilatance

L'angle de dilatance s'estime dans un essai triaxial drainé avec mesure de variation de volume, mais on ne dispose pas très souvent de tels essais. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\text{pour : } \psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

Mestat (1997) a effectué une compilation des différentes estimations proposées.

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou Liquéfaction statique).

h- Les paramètres d'interface

Il peut être judicieux de placer des éléments d'interface même sans réduction des propriétés mécaniques à l'interface. Un cas de figure bien connu des géotechniciens est le $\delta=2/3\phi$ que l'on prend dans les calculs de poussée. Cette réduction des propriétés mécaniques à l'interface est nécessaire pour une simulation correcte du comportement d'interaction sol structure ou sol-inclusion.

i- Le coefficient K_0

K_0 n'est pas un paramètre du modèle de Mohr-Coulomb. Il est nécessaire à l'initialisation des contraintes effectives ou totales. Ce coefficient a été décrit comme "le trou noir" de la mécanique des sols.

La valeur de 0.5 n'est pas intrinsèquement mauvaise pour peu qu'on l'applique à un sol normalement consolidé.

La formule de Jaky (1944) ($K_0 = 1 - \sin \varphi$) s'applique aussi dans les mêmes conditions.

L'angle φ qui intervient est en fait un φ' d'argile normalement consolidée et la valeur de 30° n'est pas trop loin de la réalité.

Mayne et Kulhawy ont donné une compilation des différentes valeurs de K_0 .

II.7. Remarques et discussion [13] [14] [15]

1) Unités

Le choix d'un système d'unité cohérent est nécessaire. Les recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations permettent ce choix (m, kN/m³, kPa).

2) Conventions de signes

Deux conventions de signes sont possibles : d'une part celle de la Mécanique des Milieux Continus et de la Résistance des Matériaux, qui prend les contraintes de traction positives en accord avec la définition d'une normale extérieure à la facette. Les allongements sont positifs tandis que les contractions sont négatives.

La convention de la géotechnique « classique » est de prendre les contraintes décompressions positives. Pour garder, par exemple au niveau des lois élastiques, les mêmes valeurs de E et ν , il est alors préférable de prendre les raccourcissements positifs. La convention E , G , ν , c , φ , ψ sont positifs.

II.8. Conclusions

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans PLAXIS est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a pas la complexité ni aussi les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élasto-plastique à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement non linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.

Pour les applications géotechniques qui se traitent souvent soit par des calculs élastiques, soit par des calculs rigides-plastiques, l'approche en déformation que

permet le modèle de Mohr-Coulomb est sûrement avantageuse et marque un progrès intéressant. Le recours aux méthodes de calcul par éléments finis est aussi une alternative aux calculs élastoplastiques dérivés de méthodes de coefficient de raideur.

La détermination des paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb est simple ces paramètres ont la signification physique à laquelle le géotechnicien est habitué. La plus grande difficulté reste, comme dans toute simulation numérique ou tout calcul, la sélection adéquate des paramètres à affecter aux différents matériaux et à prendre en compte dans les calculs.

II.9. La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis consiste en l'approximation du champ étudié sur des formes géométriques simples. La qualité de cette approximation dépend de l'écart entre le modèle et le champ réel (qui reste le plus souvent inaccessible). Dans la méthode des éléments finis, l'approximation polynomiale est la plus répandue, grâce à la simplicité des manipulations mathématiques. Elle a aussi une interprétation directe, en l'associant au développement en séries du champ réel.

La méthode des éléments finis propose de découper le système réel en un certain nombre d'éléments à géométries simples.

Cette procédure est appelée « discrétisation » car le milieu continu est remplacé par une série d'éléments discrets.

II.10. Domaines d'application

La méthode des éléments finis est appliquée dans la majorité des domaines de la physique. Cela va de la mécanique à l'électronique, en passant par la thermique et la météorologie. Dans tous ces cas, la formulation reste quasiment identique, mais la nature des champs et les lois de comportement sont adaptées au domaine d'application. Autrement dit, on vit dans un monde construit par éléments finis.

II.11. Principe de l'approximation

Le problème de l'analyse des solides déformables peut être totalement résolu si l'on connaît le champ de déplacement en tout point du milieu. Il suffit de déterminer ce champ, ce qui est quasiment impossible pour les systèmes mécaniques.

Le principe de la méthode des éléments finis consiste à restreindre la détermination de ce champ à un nombre fini de point du milieu, appelés « nœuds » (figure 2.2).

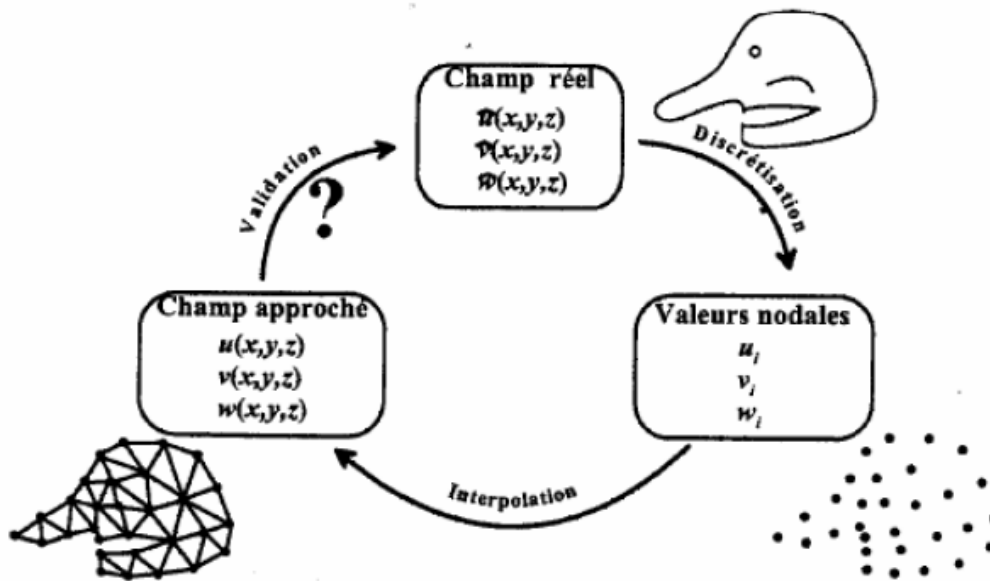


Figure 2.2 : De la réalité au maillage en passant par la discrétisation.

Le processus de passage du champ continu aux valeurs nodales est appelé « discrétisation ». La résolution du système est ainsi effectuée dans le but de déterminer les valeurs du champ en ces nœuds, c'est ce qu'on appelle « valeurs nodales ». Pour l'instant, le champ reste inconnu dans le domaine entre les nœuds. La solution est naturellement de définir le champ approché (et continu) par interpolation des valeurs nodales. Pour cela, on utilise les fonctions de forme pour l'interpolation à l'intérieur de chaque maille joignant un groupe de nœuds. La structure finale est ainsi constituée en considérant toutes les mailles du système.

II.12. Types d'éléments utilisés dans la méthode des éléments finis

La modélisation par éléments finis implique donc le découpage de la structure en sous-domaines appelés « éléments ».

- **Éléments 1D** : Les éléments à une dimension sont utilisés pour les structures en squelette planes ou spatiales. On trouve dans cette catégorie les éléments de barre où seulement l'effort axial est considéré et les éléments de poutres où le phénomène de flexion est présent. Un cas particulier est celui des structures minces axisymétriques

(e.g. cylindre mince ou bouteille axisymétrique). Ces structures peuvent être modélisées par des éléments 1D représentant la ligne génératrice de révolution.

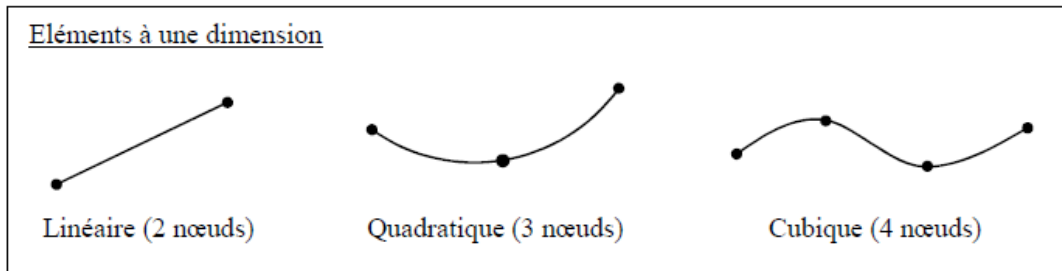
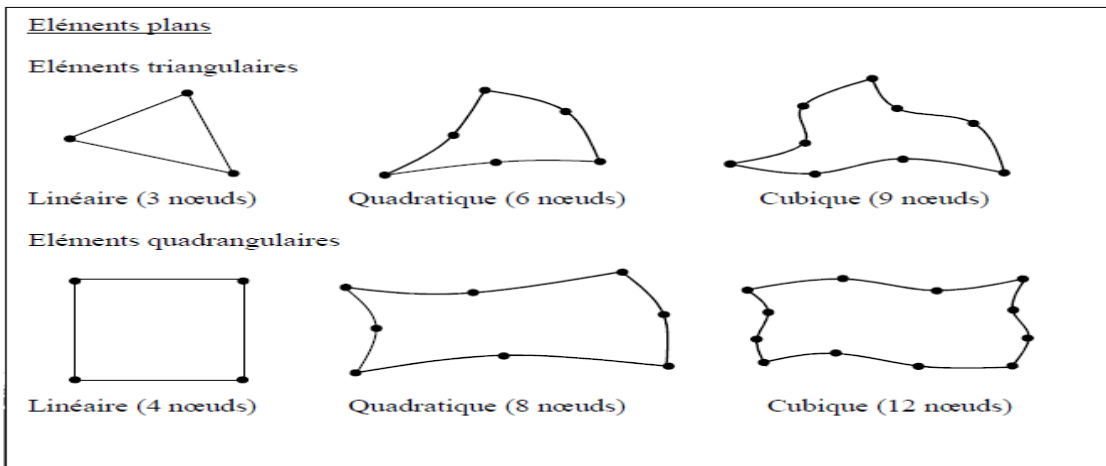


Figure 2.3 : Types d'éléments linéiques.

- **Eléments 2D** : Les éléments à deux dimensions sont les plus utilisés car ils permettent la modélisation d'un grand nombre de systèmes. Ils ont aussi un intérêt pédagogique, car il est plus facile d'expliquer les formulations sur un plan que dans l'espace. Ces éléments permettent l'analyse des problèmes d'élasticité plane (i.e. contrainte plane et déformation plane) ainsi que les problèmes axisymétriques (e.g. cuve cylindrique avec paroi épaisse) ; dans ce dernier cas, on les appelle « éléments toriques ». Lorsque la flexion intervient, ces éléments sont utilisés pour les plaques minces ainsi que pour les coques minces (avec ou sans effet de membrane).



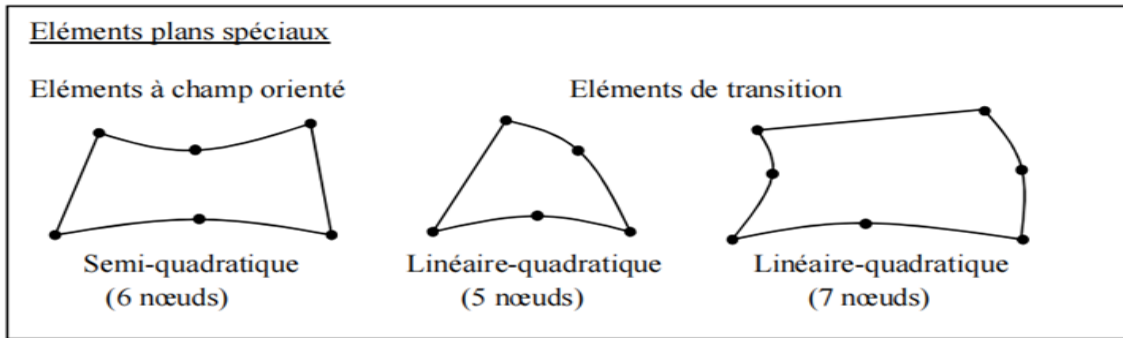


Figure 2.4 : Types d'éléments plans.

- Eléments 3D : C'est le cas des structures massives où les dimensions des pièces sont comparables dans toutes les directions. Les éléments 3D sont donc utilisés pour les solides massifs et les plaques et coques qu'ès épaisses.

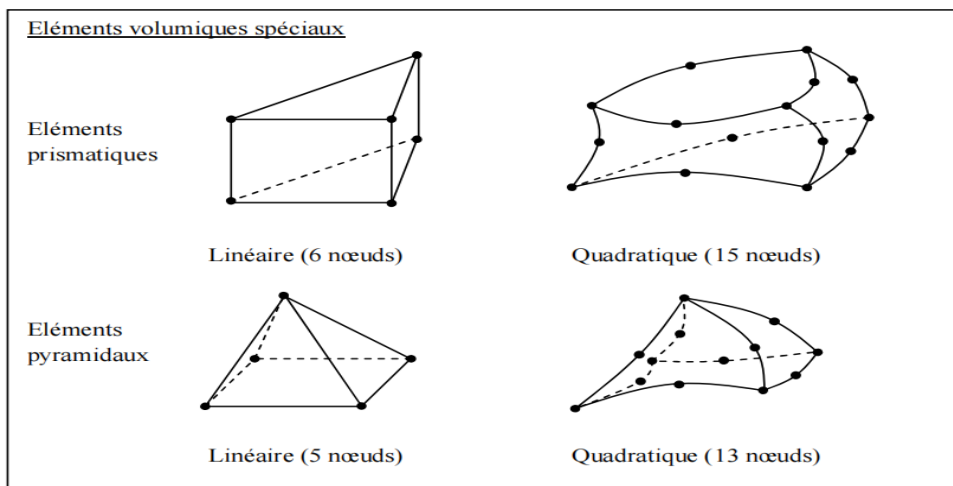
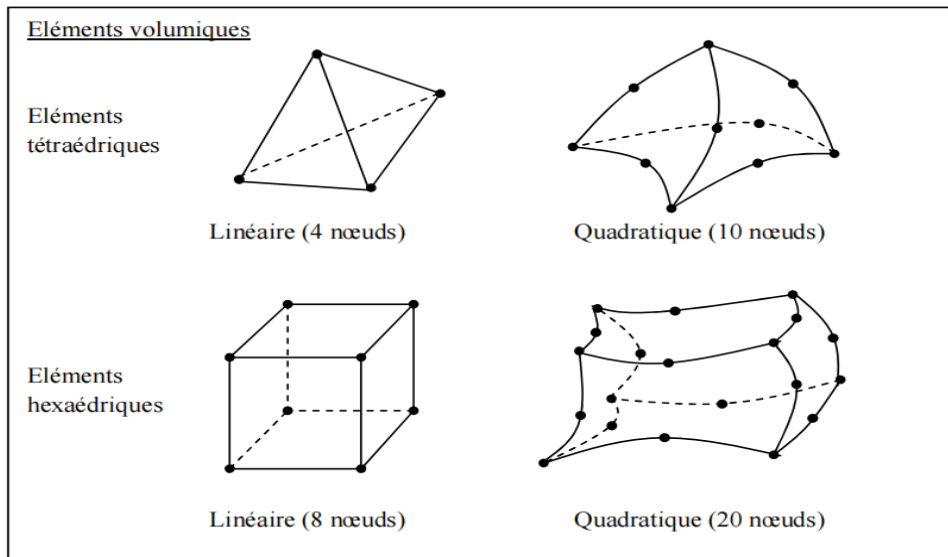


Figure 2.5 : Types d'éléments volumiques.

II.13. Conclusion

Le logiciel PLAXIS, comme tout autre, n'est qu'un outil. Cet outil, pour rendre les services que l'on attend de lui, nécessite d'une part un "mode d'emploi" mais aussi d'être alimenté par des paramètres décrivant le comportement du sol.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel... .

Essais de laboratoire sont toujours trop peu nombreux, on doute de leur représentativité, on doute aussi des essais in situ, etc... Peut-être alors qu'une bonne approche est de faire non pas un calcul type Plaxis mais d'en faire plusieurs pour vérifier le rôle des paramètres influents dans un calcul d'ouvrage.

La détermination des "bons" paramètres à rentrer dans ce logiciel est capitale. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique

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 question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Chapitre III

Chapitre III : Etude numérique

III.1. Introduction

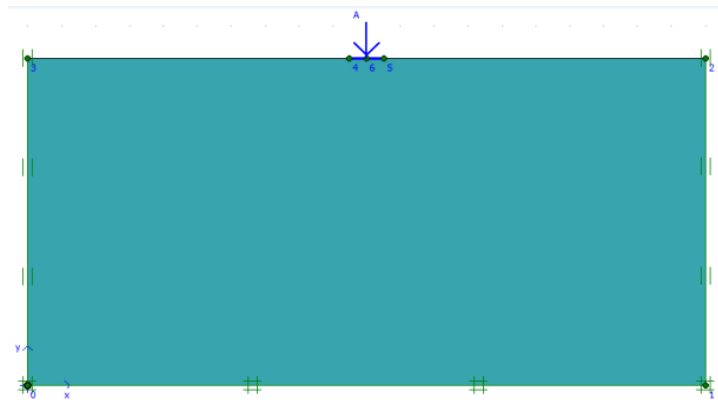
Ce chapitre s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous déplacement verticale au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis. L'étude portera sur la variation des paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , la distance entre la fondation et la crête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

III.2. Présentation du cas étudié

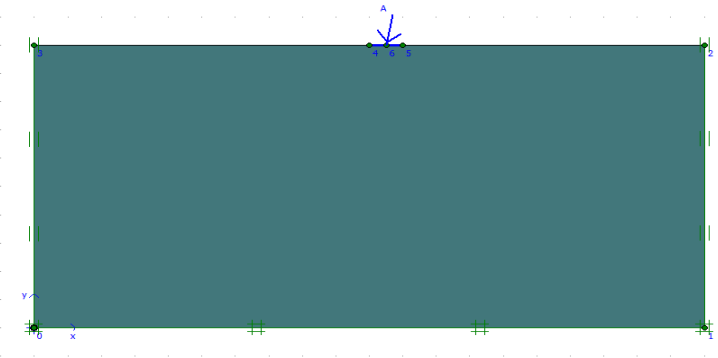
On souhaite étudier l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle, le comportement d'une fondation filante non encastree, rigide et rugueuse avec une largeur $B=1\text{m}$ reposant sur la surface d'un sol pulvérulent et située au bord d'une pente à une distance D encastrement = 0.15m.

Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) d'une largeur égale à $20B$ et d'une hauteur égale à $10B$. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure 3.1. avec :

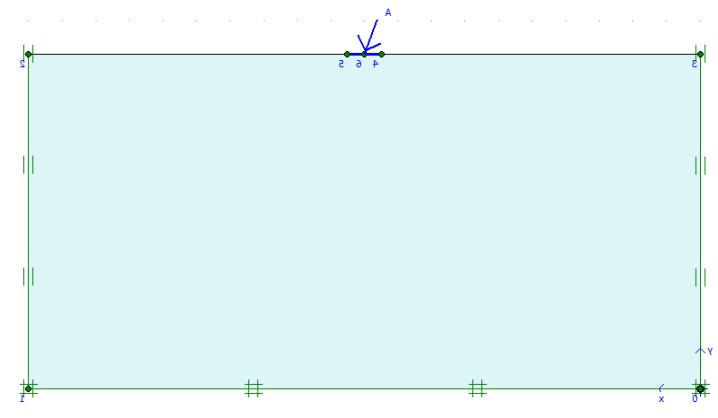
- a) terrain plat $\beta = 0$:
- $$\alpha = 0^\circ ;$$
- $$\alpha > 0^\circ \text{ (à droite) } = +5^\circ ; +10^\circ \text{ et } +20^\circ ;$$
- $$\alpha < 0^\circ \text{ (à gauche) } = -5^\circ ; -10^\circ \text{ et } -20^\circ .$$
- b) une pente de $\beta = 1/4$:
- $$\alpha = 0^\circ ;$$
- $$\alpha > 0^\circ \text{ (à droite) } = +5^\circ ; +10^\circ \text{ et } +20^\circ ;$$
- $$\alpha < 0^\circ \text{ (à gauche) } = -5^\circ ; -10^\circ \text{ et } -20^\circ .$$
- c) une pente de $\beta = 1/3$:
- $$\alpha = 0^\circ ;$$
- $$\alpha > 0^\circ \text{ (à droite) } = +5^\circ ; +10^\circ \text{ et } +20^\circ ;$$
- $$\alpha < 0^\circ \text{ (à gauche) } = -5^\circ ; -10^\circ \text{ et } -20^\circ .$$
- d) une pente de $\beta = 1/2$:
- $$\alpha = 0^\circ ;$$
- $$\alpha > 0^\circ \text{ (à droite) } = +5^\circ ; +10^\circ \text{ et } +20^\circ ;$$
- $$\alpha < 0^\circ \text{ (à gauche) } = -5^\circ ; -10^\circ \text{ et } -20^\circ .$$



a.1. Surface horizontale avec $\alpha = 0$.

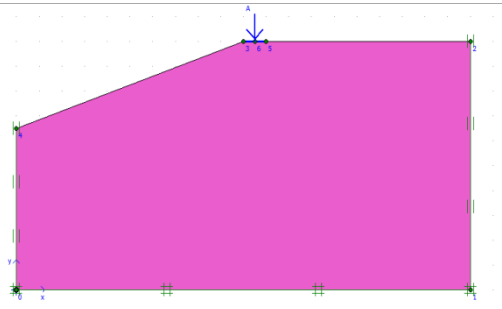
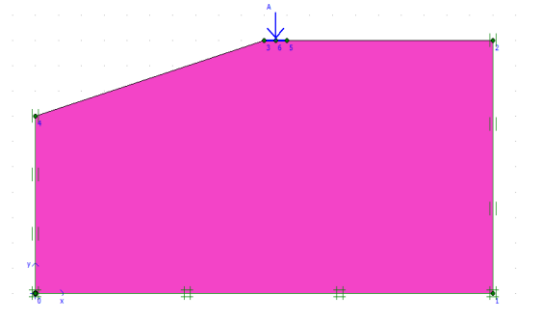
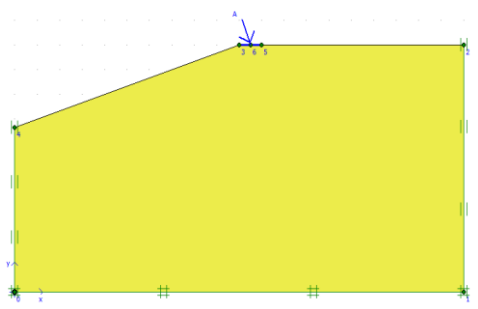
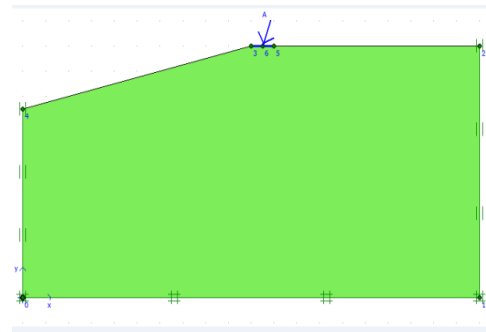


a.2. Surface horizontale avec $\alpha = +10^\circ$.



a.3. Surface horizontale avec $\alpha = +20^\circ$.

Figure 3.1 : La définition géométrique pour une surface horizontale.

a) une pente avec $\beta = 1/2$ et $\alpha = 0$.b) une pente avec $\beta = 1/3$ et $\alpha = 0$.c) une pente avec $\beta = 1/3$ et $\alpha = -10^\circ$.d) une pente avec $\beta = 1/4$ et $\alpha = +10^\circ$.**Figure 3.2 :** La définition géométrique pour une pente.

III.3. Caractéristiques générales

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

III.3.1. Géométrie

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

III.3.2. Conditions aux limites

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

III.3.3. Caractéristiques des matériaux

a) Caractéristiques de sol

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr - Coulomb Model est adoptée.

Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Propriétés de sol.

Paramètres	Désignation	Valeurs
Poids volumique apparent	γ_{unsat} (kN/m ³)	16
Poids volumique sature	γ_{sat} (kN/m ³)	20
Module de déformation	E (kN/m ²)	32000
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion	C (kN/m ²)	0.1
Angle de frottement Interne	ϕ (°)	35
Angle de dilatance	ψ	5

b) Caractéristiques de la fondation

La fondation est traitée comme un élément poutre où les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA et pour que la fondation soit rigide, on a choisi une largeur égale à 1m et la hauteur = 0.3m. [15]
[16]

III.3.4. Génération du Maillage

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu 'Mesh' sur 'very fine' et on le raffine localement sur la partie au-dessous de la semelle. [16]

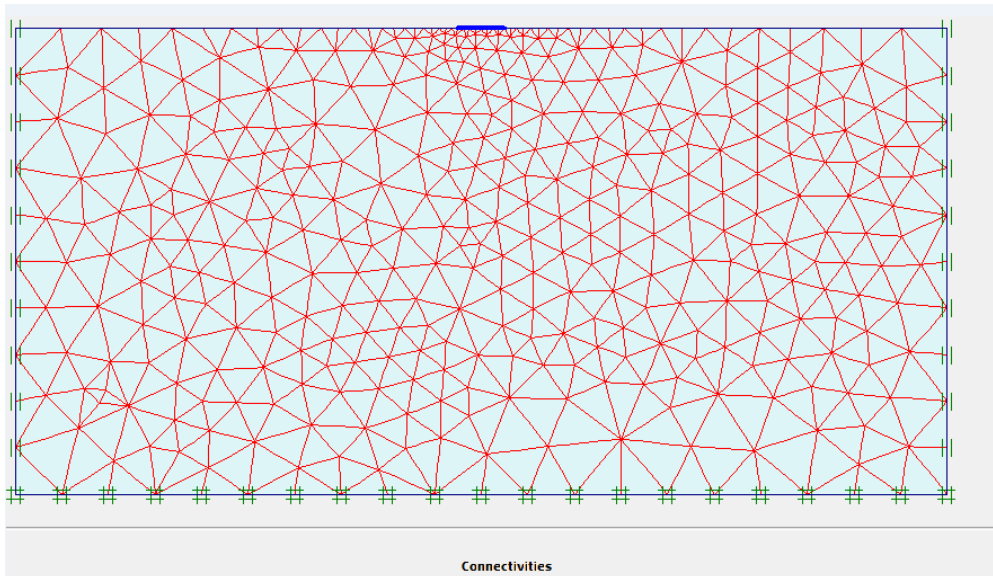


Figure 3.3 : Maillage avant le calcul.

III.3.5. Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). [16]

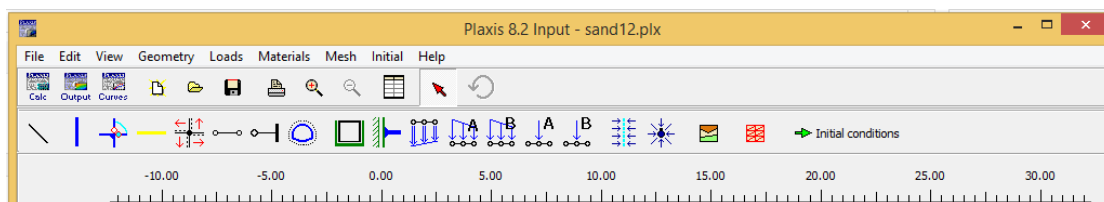


Figure 3.4 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0.



Définition des points 'importants'



Définition des points pour suivre les déplacements



Définition des points pour suivre les contraintes

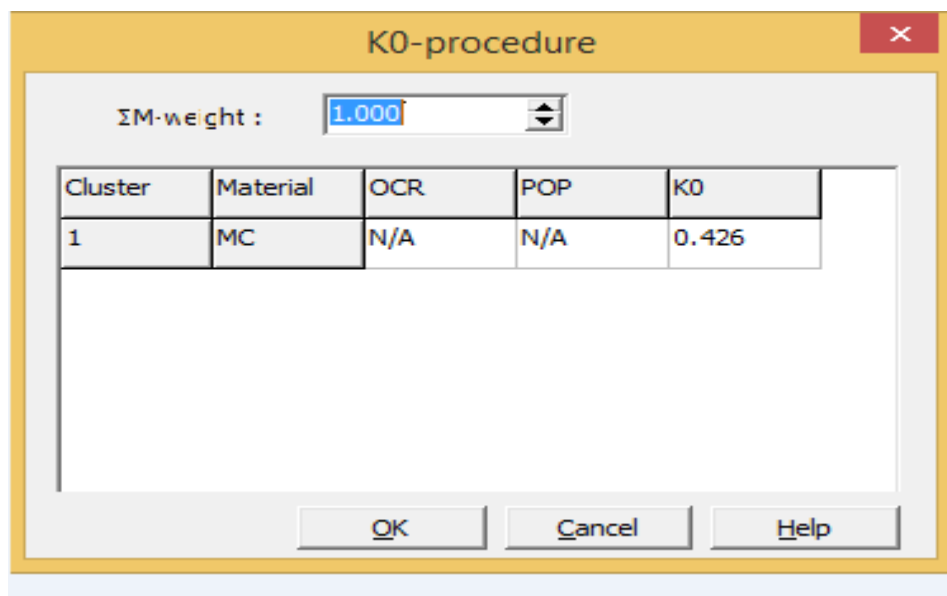


Figure 3.5 : Choix de K0 : Les contraintes initiales sont alors calculées.

III.3.6. Calculs

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

a) Général

On choisit un calcul plastique.

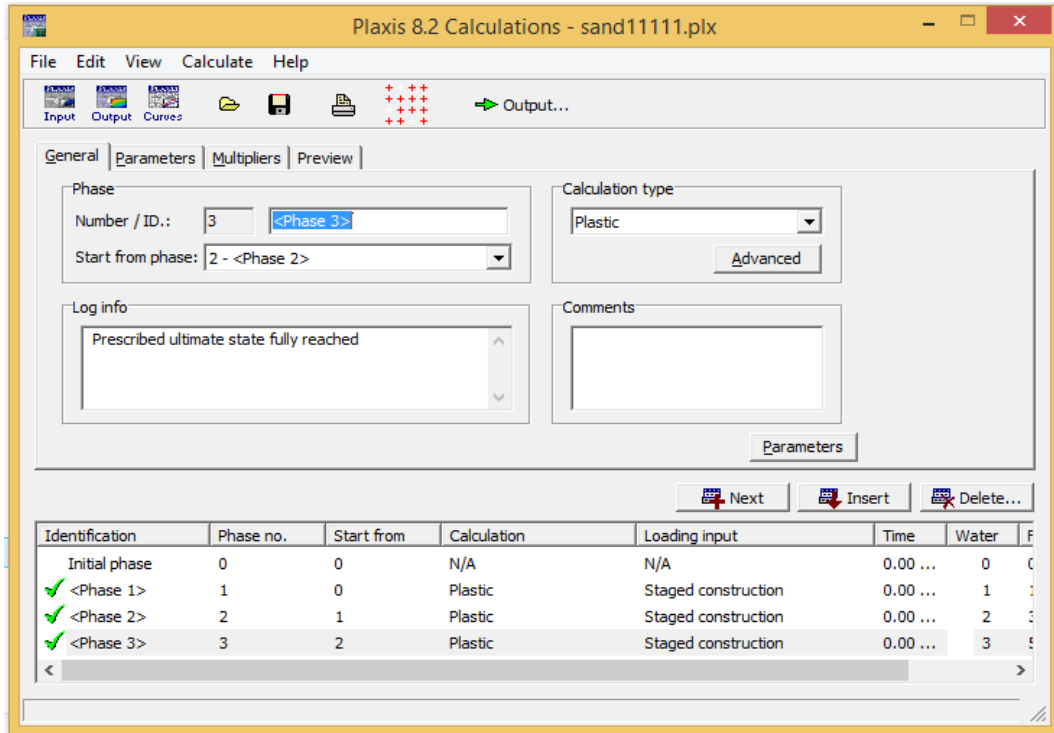


Figure 3.6 : Menu général de calcul.

b) Paramètres

On choisit la construction par étapes (*'staged construction'*) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « *Define* », on va alors activer :

Phase 1 : construction de la fondation.

Phase 2 : activation de la charge.

Phase 3 : augmentation de la charge jusqu'à la rupture.

c) Points de contrôle [16]

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. L'esta noter que l'on peut choisir des points de déplacement et des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

d) Calcul

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

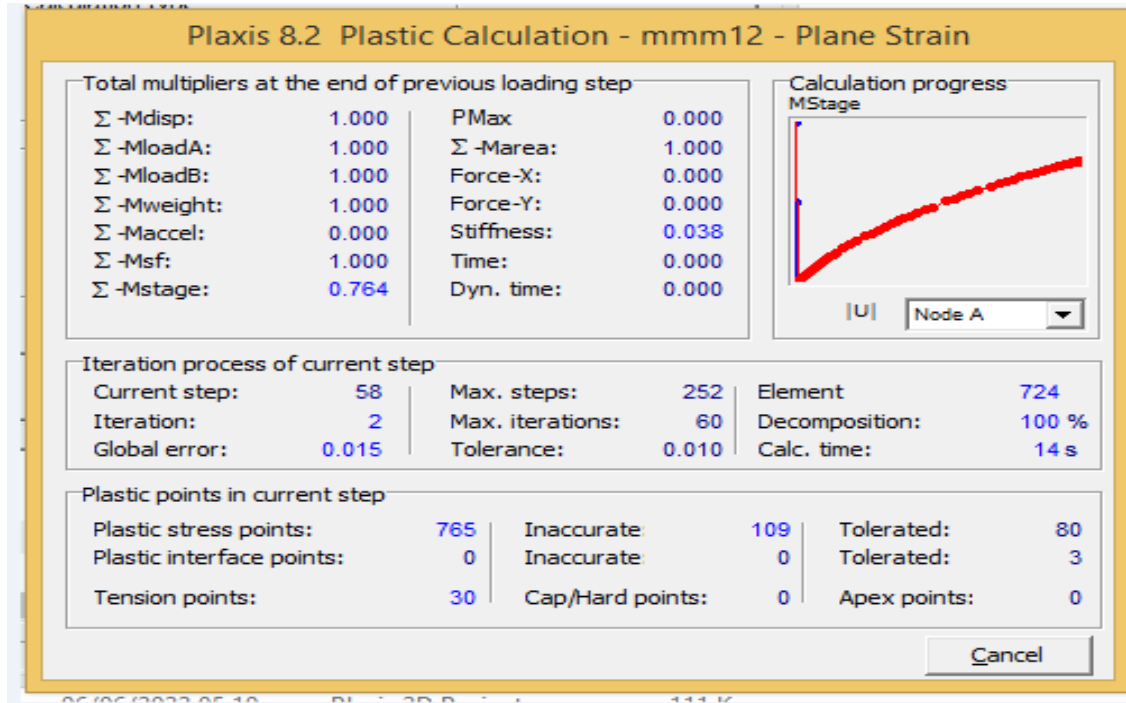


Figure 3.7 : Fenêtre l'évolution du calcul.

III.3.7. Application numérique

1) charge sur terrain horizontal

$$q_u = \frac{F}{S} + \frac{\gamma_{\text{béton}} * h}{S}$$

$$q_u = \frac{352}{1 * 1} + \frac{25 * 0.3}{1 * 1}$$

$$q_u = 359.5 \text{ kN/m}^2$$

2) Calcul théorique de la capacité portante (selon Terzaghi, Meyerhof et Hansen)

On donne

$$Q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

D'après Terzaghi :

On a : $N_\gamma = 45.41 \text{ kN/m}^2$; $N_q = 41.44 \text{ kN/m}^2$; $N_c = 5716 \text{ kN/m}^2$ et $\gamma = 16 \text{ kN/m}^2$

Donc :

$$q_u = 1/2 * 161 * 45.41 + 16 * 0.15 * 41.44 + 0.1 * 57.75$$
$$= 468.511 \text{ kN/m}^2$$

D'après Hansan :

On a : $N_\gamma = 33.9$; $N_q = 33.3$; $N_c = 46.1$

$$q_u = 1/2 * 16 * 1 * 33.9 + 16 * 0.15 * 33.3 + 0.1 * 46.1$$

$$q_u = 355.73 \text{ kN/m}^2$$

D'après Myhrof :

On a : $N_\gamma = 37.15$; $N_q = 33.30$; $N_c = 46.12$

$$Q_u = 1/2 * 16 * 1 * 37.15 + 16 * 0.15 * 33.30 + 0.1 * 46.12$$

$$Q_u = 381.732 \text{ kN/m}^2$$

Remarque :

D'après les résultats obtenus, on voit que la valeur de la capacité portante donnée par le calcul numérique est proche de celles qui sont obtenues par les différentes théories.

III.3.8. RESULTATS

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis précédemment telle que Hansen est plus proche du calcul manuel.

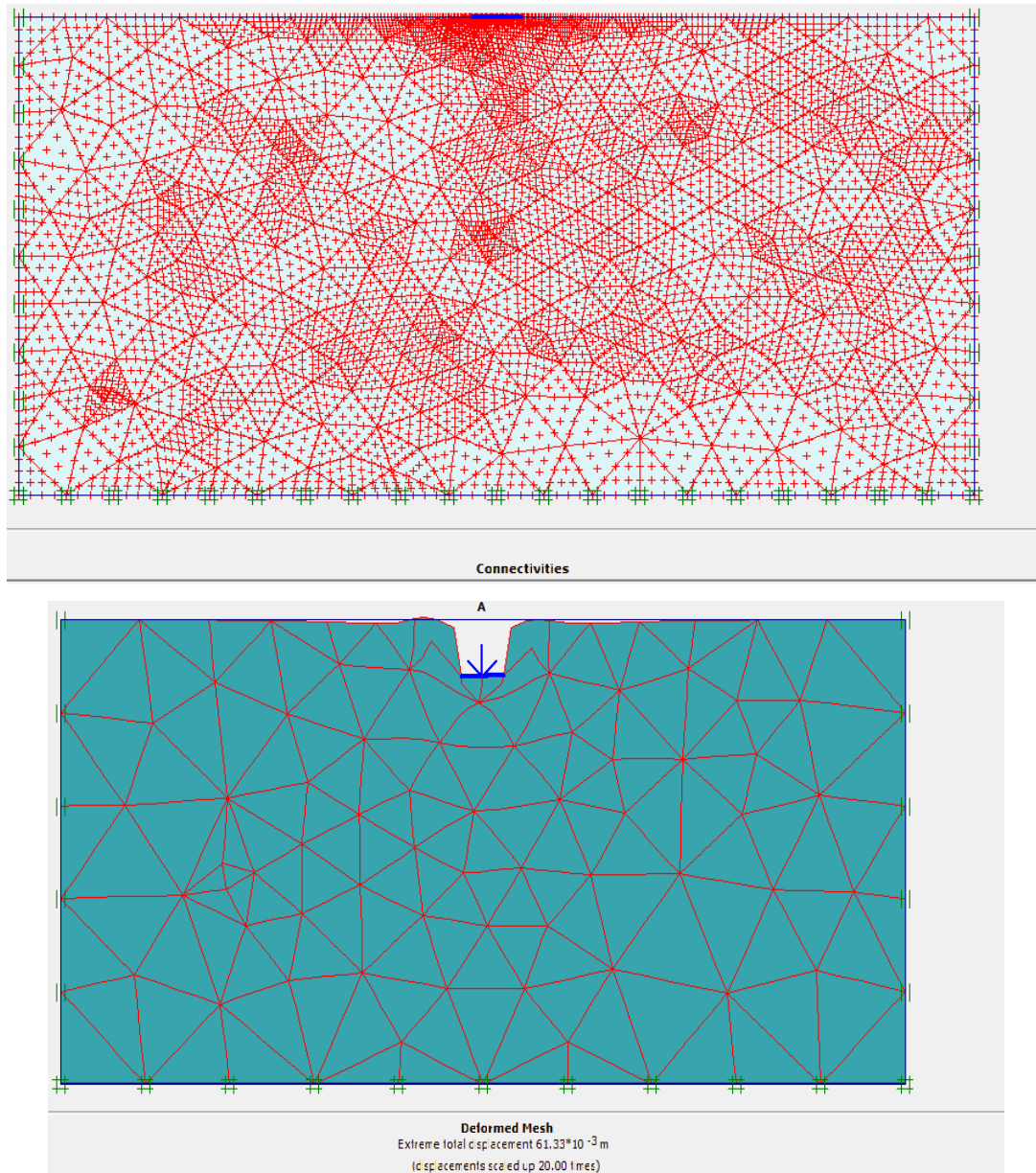


Figure 3.8 : Mécanismes de rupture à surface horizontale.

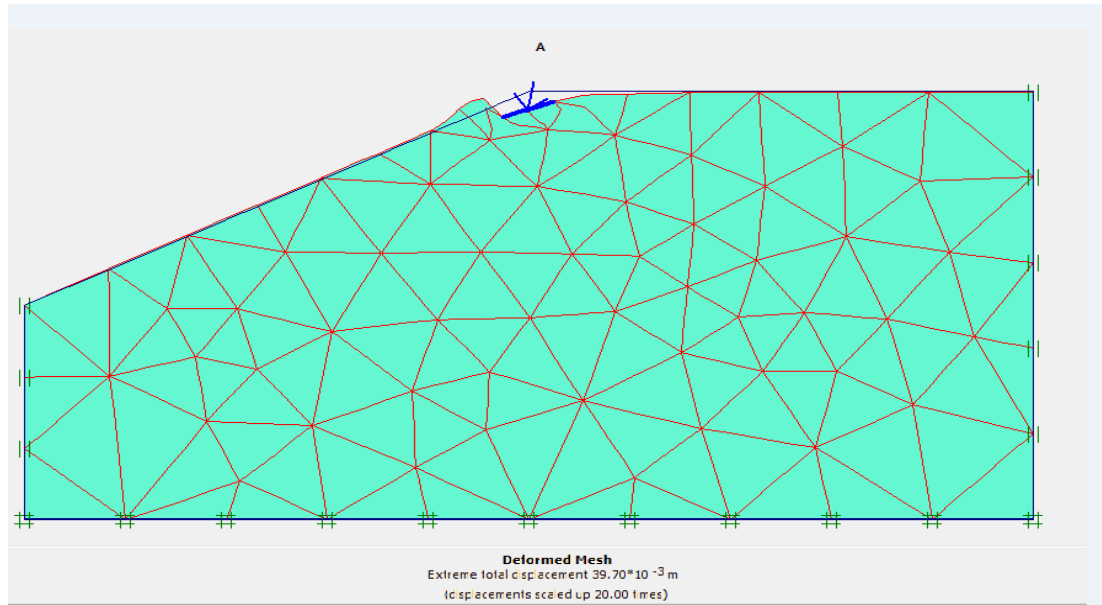


Figure 3.9 : Mécanismes de rupture au bord d'une pente (1/2).

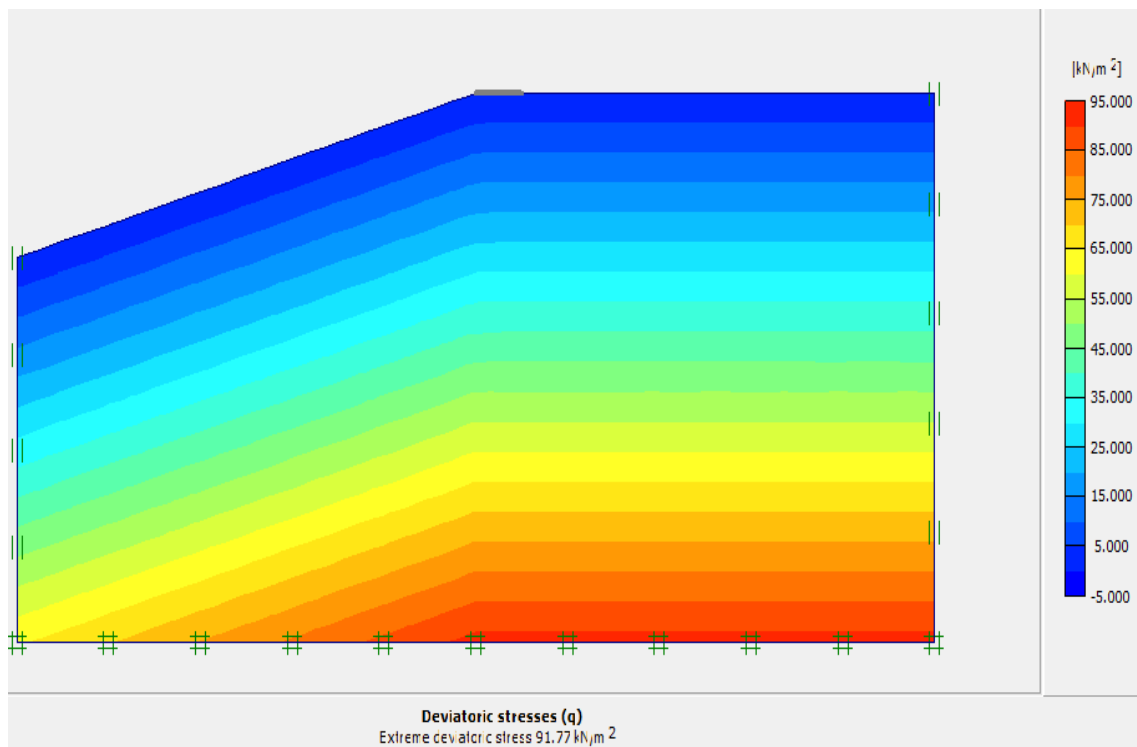


Figure 3.10 : Contraintes déviatoriques (q).

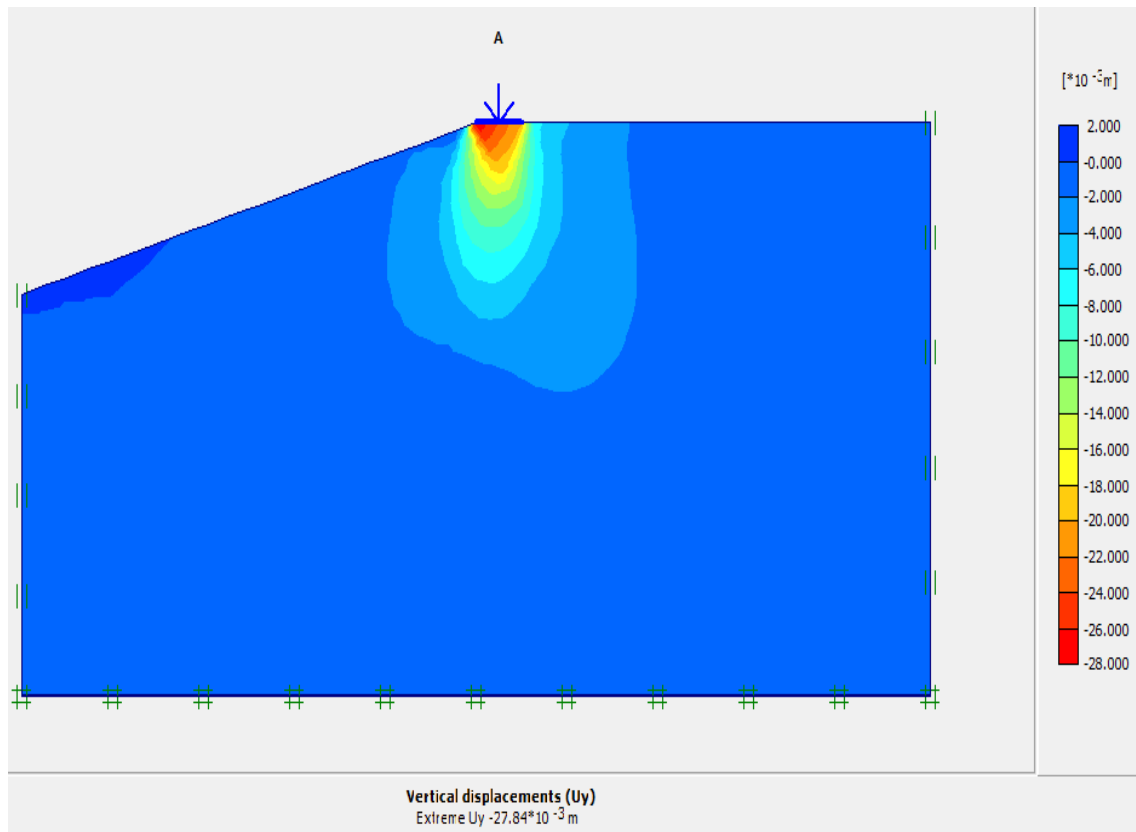


Figure 3.11 : Déplacements verticaux.

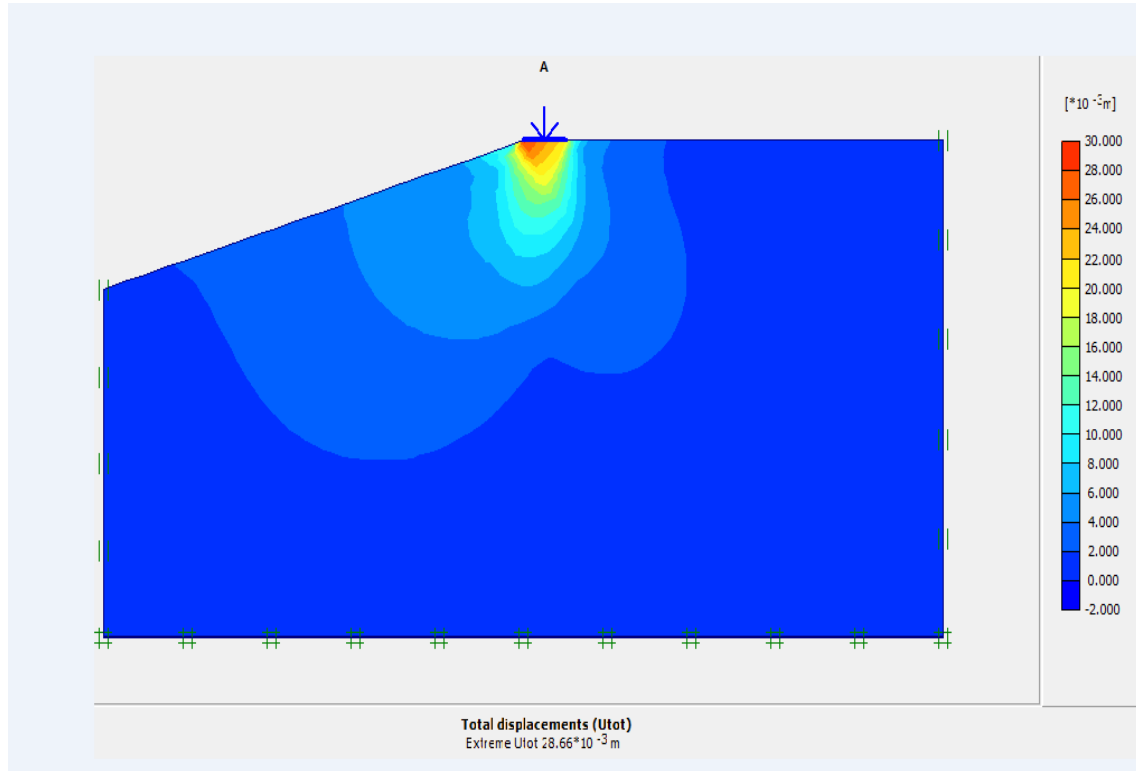


Figure 3.12 : Déplacements Totales.

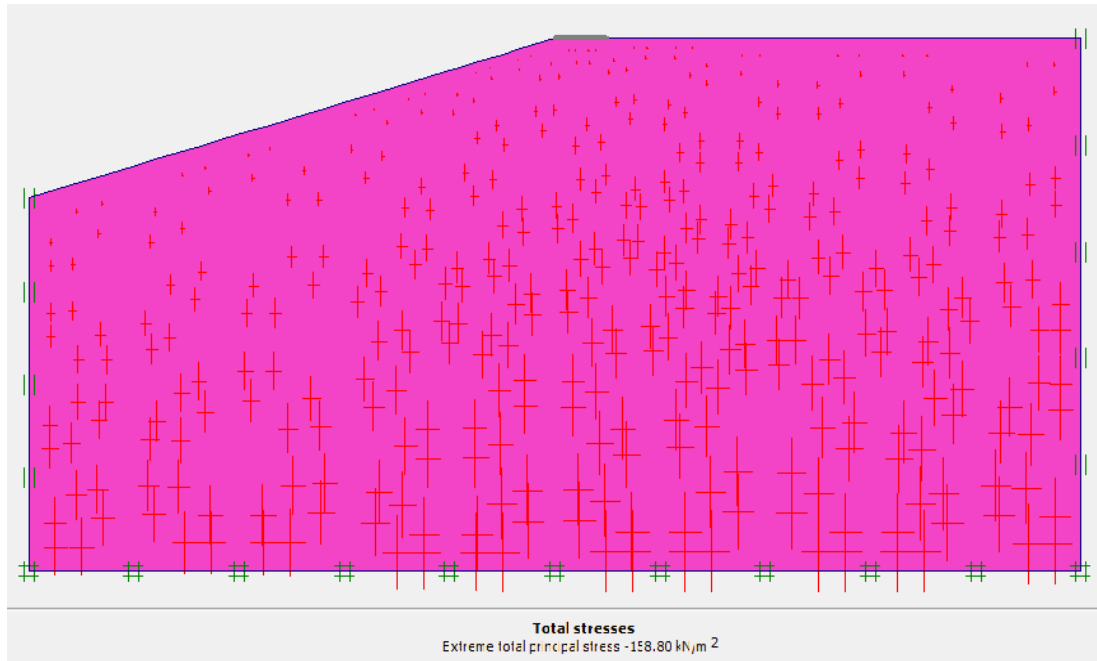


Figure 3.13 : Contraintes totales.

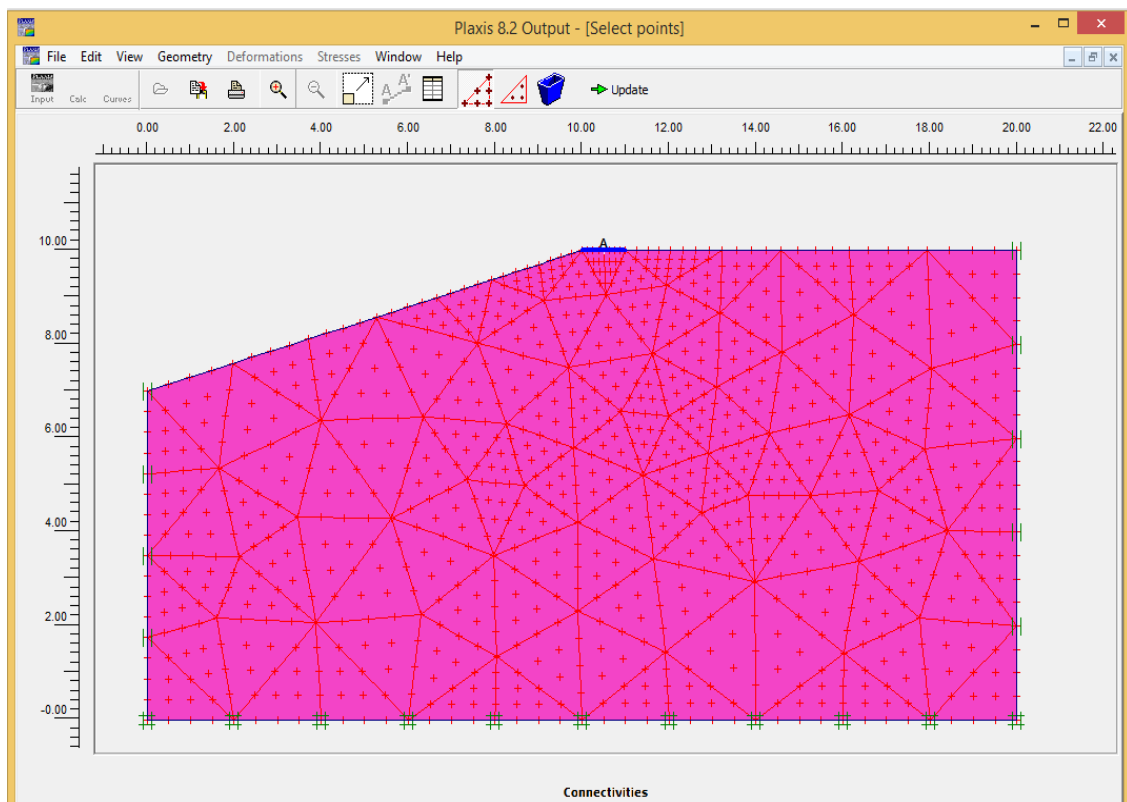


Figure 3.14 : Connectivités.

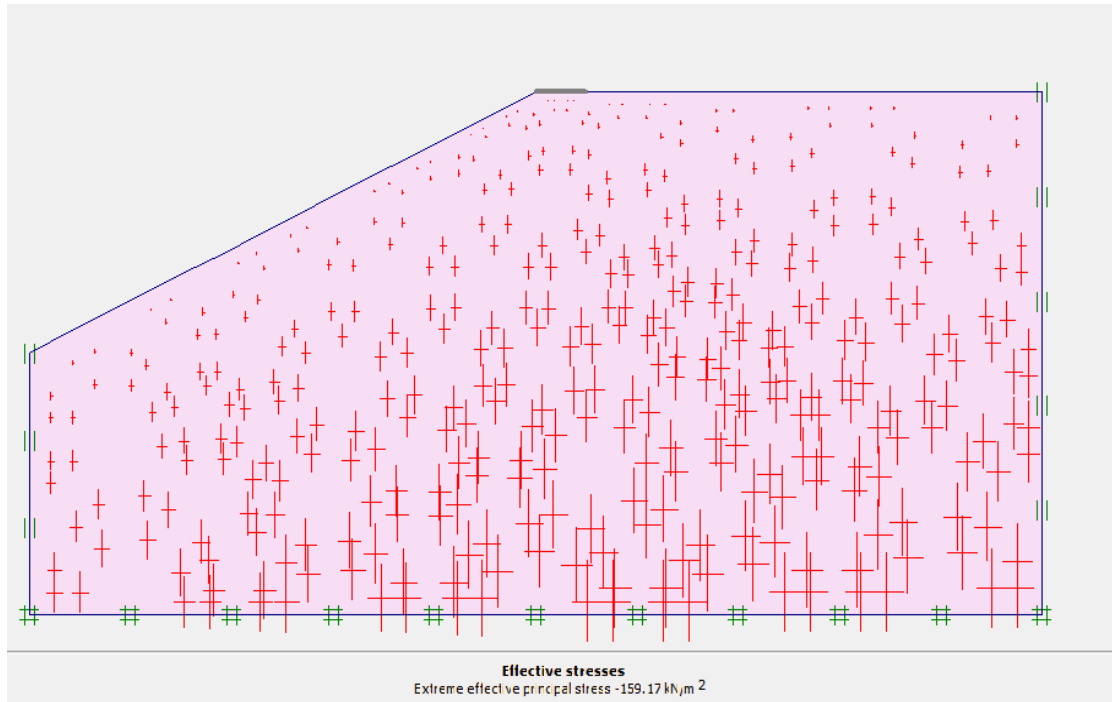


Figure 3.15 : Contraintes Effectives.

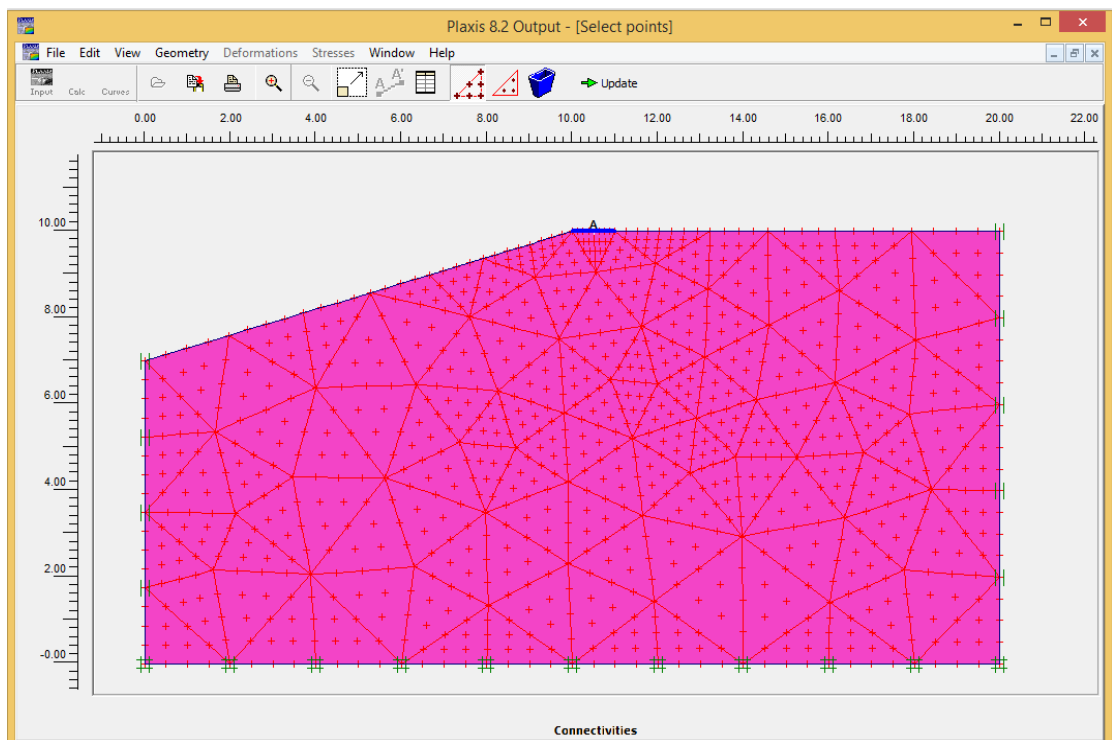


Figure 3.16 : Connectivités.

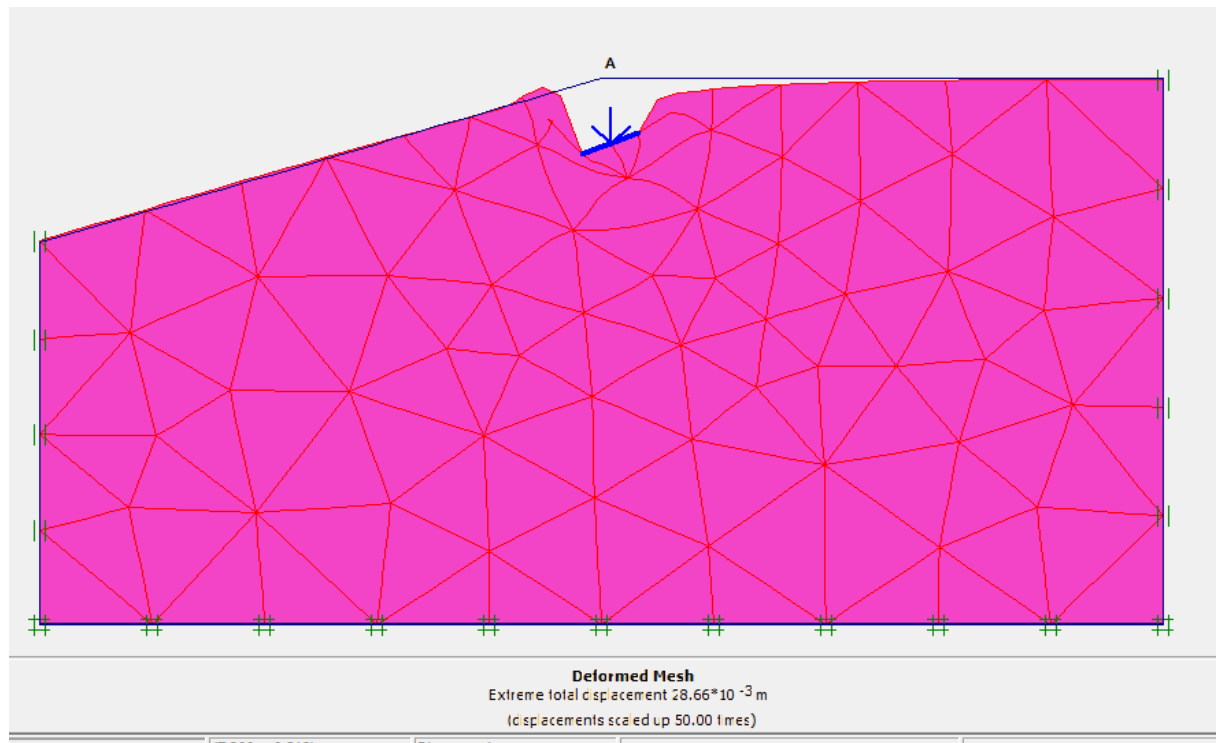


Figure 3.17 : Déformation de maillage.

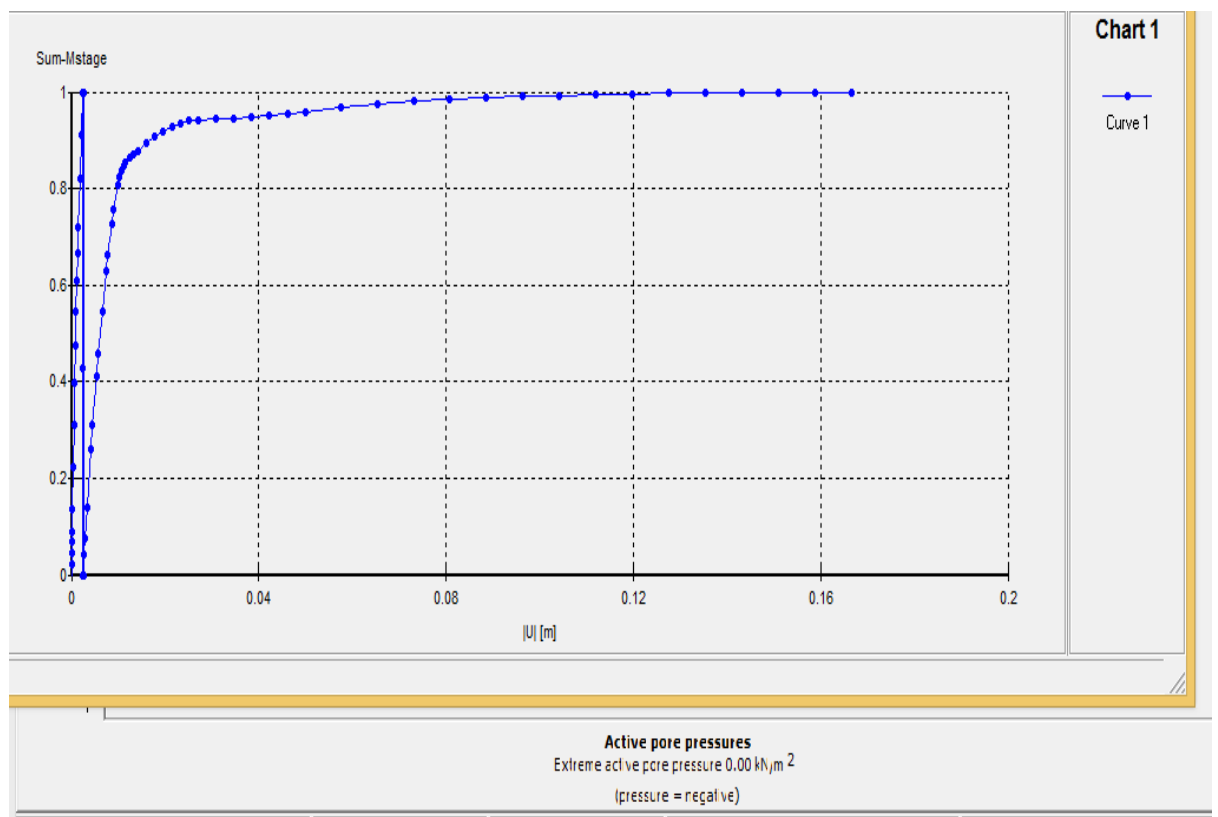


Figure 3.18 : Le programme courbe ('Curves').

Tableau 3.2 : Possibilité de définir ses propres lois de comportement.

(option ‘Userdefined soil models’)

Point	Step	U [m]	Sum-Mstage
65	63	0.042	0.97
66	64	0.044	0.98
67	65	0.045	0.98
68	66	0.047	0.98
69	67	0.049	0.98
70	68	0.053	0.99
71	69	0.055	0.99
72	70	0.059	

1) Sur terrain horizontal :

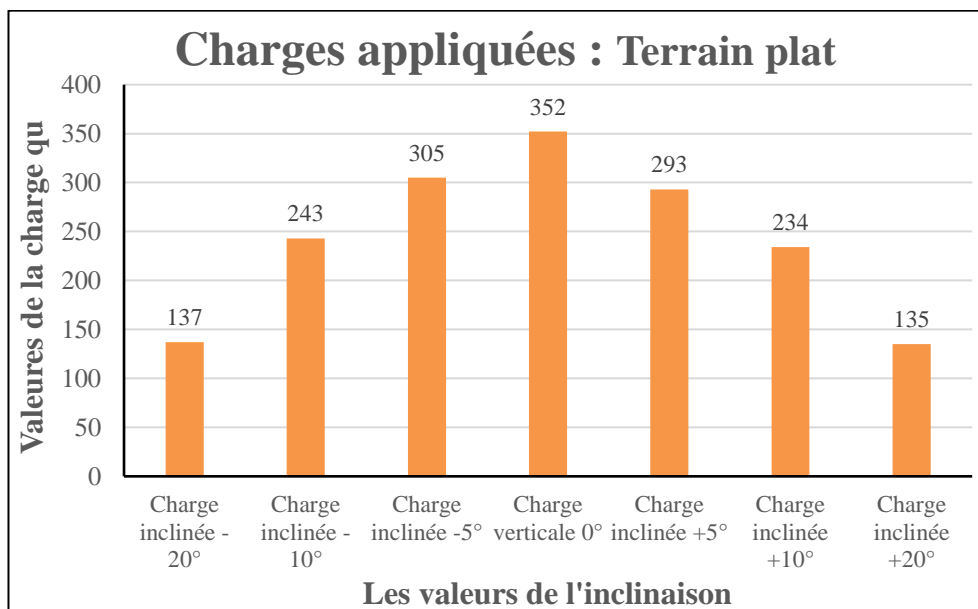


Figure 3.19 : Variation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante : cas terrain horizontal.

2) Au bord d'une pente :

Pente 1/4 :

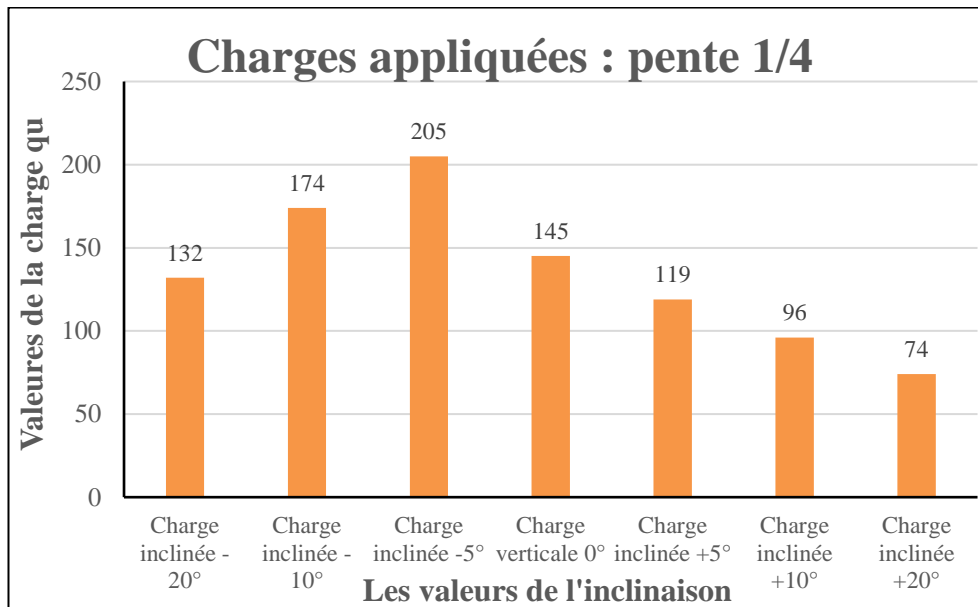


Figure 3.20 : Variation l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/4.

Pente 1/3 :

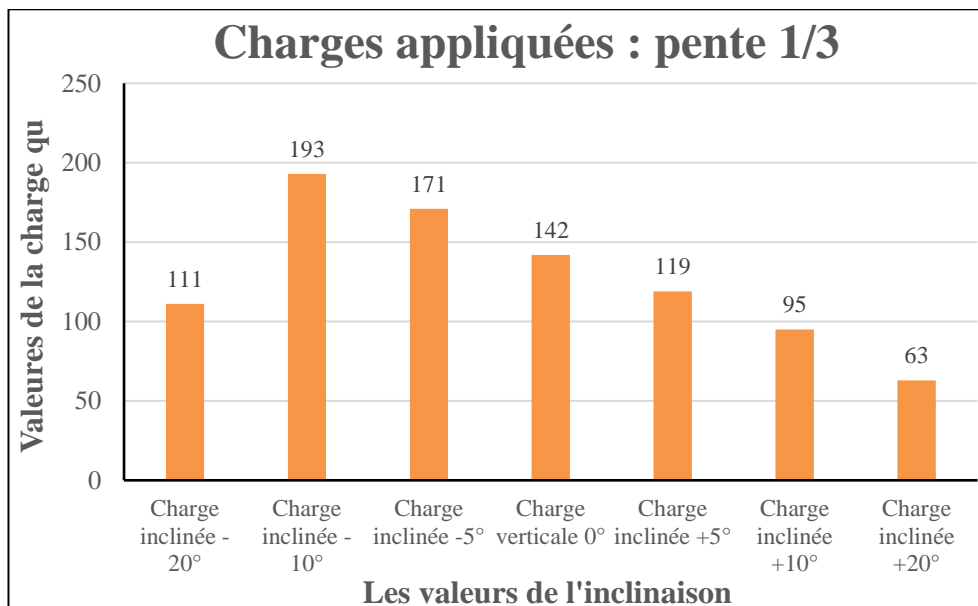


Figure 3.21 : Variation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante dans : pente 1/3.

Pente 1/2 :

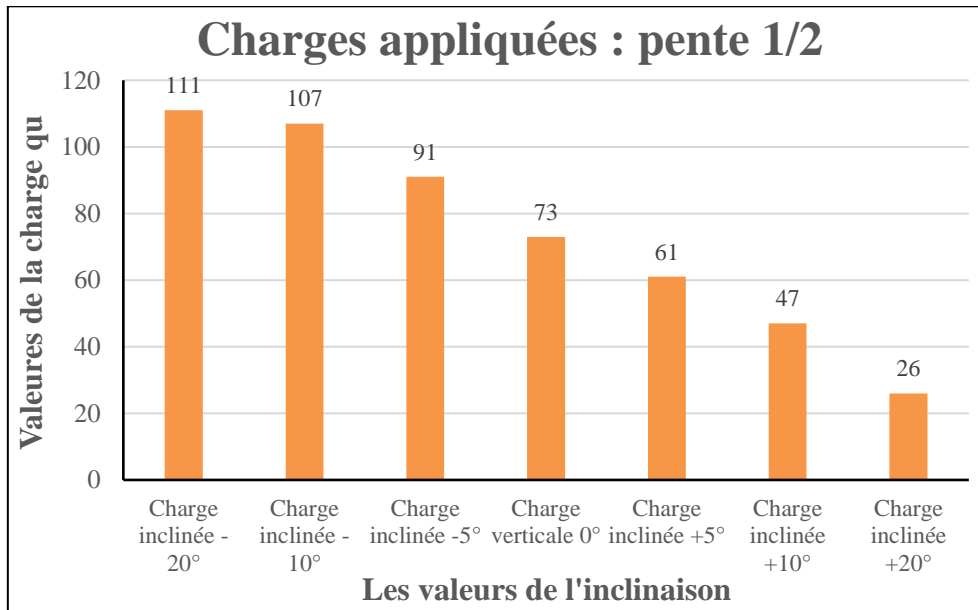


Figure 3.22 : Variation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2.

Comparaison

- ✓ On peut noter que : la valeur la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée, et le terrain et plat, est la plus grande valeur comparée aux valeurs d'inclinée à droite et à gauche dans tous les cas. Ainsi, les valeurs de la capacité portante résultantes par l'inclinaison de la charge à droite presque égale aux valeurs à gauche et moins que la valeur résultante par la charge verticale centrée.
- ✓ Dans le cas d'une fondation au bord d'une pente, les valeurs de la capacité portante sont diminuées, par rapport au cas d'un terrain plat, avec l'augmentation de la pente. Ainsi, la valeur max pour chaque pente se décale à gauche avec l'augmentation de la pente.

III.3.9. Conclusion

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

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

Conclusion

générale

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 satisfaisant la force portante des fondations établies sur un sol horizontal et soumise à un chargement vertical centré.

Au contraire, le comportement des fondations réalisées à proximité d'une pente est moins bien étudié et de grandes incertitudes subsistent dans les méthodes de dimensionnement concernant les réductions de portance à appliquer dans ce cas de calcul.

Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur de l'inclinaison et comparé l'influence de l'inclinée de la charge à droite et à gauche de la charge verticale centré, dans le cas d'un terrain plat et au bord d'une pente.

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'une pente, soumise à un chargement inclinaison et reposant sur un sol pulvérulent, en faisant varier les valeurs d'inclinaison de la pente.

Cette étude numérique nous a permis de connaître l'influence de chaque paramètre sur la capacité portante comme il est indiqué dans le dernier chapitre par des courbes qui montrent la diminution de la capacité portante avec l'augmentation de la valeur de l'inclinaison en particulier dans le côté droit.

Références bibliographiques

Références bibliographies

- [1] Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley and sons Inc New York, 5th ed.
- [2] Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes.” Proceedings of the 4th Int. conf. S.M.F.E., vol. 3, pp. 384–386.
- [3] Griffiths D. V. (1982). Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Géotechnique*; 32:195-202.
- [4] Graham, J., Andrews, M., & Shields, D. H. (1988). Stress characteristics for shallow footings in cohesion less slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(2), 238-249.
- [5] Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28, 5-11
- [6] DTU 13.12 (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. CSTB.
- [7] Brahmi N. (2015). Modélisation numérique d’une fondation située à proximité d’une pente. Mémoire de Master. Université Mohamed Khider – Biskra.
- [8] Frank, R. (1998). Fondations Superficielles - C 246. Ed. Techniques de l’Ingénieur. 31 pages.
- [9] Mehdaoui, A. (2018). Modélisation de l’interaction sol-fondation superficielle située à proximité d’une pente. Mémoire de Master. Université Mohamed Boudiaf - M’sila.
- [10] Fascicule 62-V (1993). Conception et calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil.
- [11] NF EN 1997-1 (Juin 2005). Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales. Ed. AFNOR. 141 pages.
- [12] Chennafi, S. (2019). Influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation au bord d'une pente. Mémoire de Master. Université Mohamed Boudiaf - M’sila.
- [13] Laboratoire 3S et Terrasol (2004). Formation PLAXIS : Quelques points importants, Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique. Paris 17-19 novembre 2004.
- [14] Brinkgereve, R. B. J., & Vermeer, P. A. (2003). PLAXIS version 8, scientific manual. DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- [15] Lahmadi, A. (2006). Étude paramétrique de l’interaction entre ouvrages : Tunnel – Bâtiment – Excavation. Mémoire de Magister. Université de Batna.
- [16] Lahmadi, A., Abbeche, K., Zeghichi, L. (2011). Étude de l’effet des paramètres géotechniques et de calcul sur l’interaction sol-structures. 1er Congrès International Génie Civil et Développement Durable (GCDD 2011), Tébessa, ALGERIE.