



Ministère de l'enseignement supérieur  
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : *Génie Civil*

SPECIALITE : *Géotechnique*

Par :

**HADJI Amira et TABI Seif Eddin Dhimi**

**Intitulé :**

**Capité portante d'une  
fondation au bord d'une pente  
sous chargement excentré**

**Soutenu devant le jury composé de :**

Dr. MEDDAH Abdelaziz	Université de M'sila	Président
Dr. BAKIR Nassima	Université de M'sila	Examineur
Mr. LAHMADI Azzeddine	Université de M'sila	Encadreur

**Année universitaire : 2021/2022**

# *Class* *of* 2022



## *Dédicace*

*Nous dédions ce modeste travail À nos parents  
Aucun mot ne saurait exprimer nos respects  
Et nos amours éternels.*

*À nos familles Vos présences et vos soutiens*

*Tout au long de nos cursus étaient nos honneurs.*

*Nos souhaits pour vous Que du bonheur et de santé.*

*À nos familles ainsi que tous nos amis,*

*nous vous aimons tous.*

*HADJI Amira*

*JABI Sife Eddin Dhim*



# Class of 2022



## Remerciements

*Nous remercions ALLAH le Tout-Puissant qui nous a donné le courage pour élaborer ce modeste travail. Ce travail a été accompli à l'aide de plusieurs personnes que nous tenons à*

*Remercier absolument.*

*Nous remercions tout d'abord notre encadreur Mr. LAHMADI AZZEDDJINE nous avoir apporté ses valeureux conseils et soutiens durant la réalisation de ce mémoire. Nous remercions également les membres de jury de nous avoir fait l'honneur en acceptant d'examiner et de juger notre travail. Nos remerciements vont aussi à tous nos enseignants et toutes les personnes qui nous ont soutenus jusqu'au bout, et qui n'ont pas cessé de nous donner des conseils précieux.*

*Enfin, nous remercions tous ceux qui*

*ont participé de près ou de loin*

*dans l'élaboration de ce travail.*

*Merci*



### **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 sur l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles. Également, une étude numérique a été effectuée en utilisant un logiciel d'analyse numérique par élément finis (PLAXIS) faisant varier plusieurs paramètres : l'angle d'inclinaison de la pente  $\beta$  et l'excentricité de la charge, afin d'évaluer leurs influences sur la capacité portante d'une fondation filante sous chargement vertical reposant sur un sol frottant.

### **Mots clés :**

Capacité portante ; fondation ; pente ; analyse numérique ; Plaxis ; l'excentricité de la charge.

### ملخص:

الإنتشاء الخاص 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 هو أحد المشاكل 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 المذكرة هو تقديم تجميع بيليوغرافي يتعلق بالعمل المنفذ على تأثير المنحدر على قدرة التحمل للأساسات السطحية. أيضاً، تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج التحليل العددي للعناصر المحدودة (PLAXIS) متنوعاً بعدة معايير: زاوية ميل المنحدر  $\beta$  وانحراف الحمل، من أجل تقييم تأثيرهما على قدرة تحمل الأساس الشريطي تحت تحميل عمودي بتموضعه على تربة احتكاكية.

### الكلمات المفتاحية:

قدرة التحمل؛ الأساس؛ منحدر؛ التحليل العددي؛ PLAXIS؛ لا مركزية الحمل.

## **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 constitutes one of the major problems in geotechnics. The 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 a 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 on the influence of the slope on the bearing capacity of shallow foundations. Also, a numerical study was carried out using finite element numerical analysis software (PLAXIS) varying several parameters: the angle of inclination of the slope  $\beta$  and the load eccentricity, in order to evaluate their influences on the bearing capacity of a strip foundation under vertical loading resting on a friction soil.

## **Keywords:**

Bearing capacity; foundation; slope; numerical analysis; Plaxis; the eccentricity of the load.

## Table des matieres

Dédicace .....	I
Remerciements .....	II
Résumé.....	III
Table des matieres.....	VI
Liste des figures.....	VIII
Liste des tableaux.....	X
Liste des Acronymes .....	XI
Introduction Générale .....	1
<b>Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles .....</b>	<b>4</b>
1.1. Définition générale .....	4
1.2. Le rôle des fondations.....	5
1.3. Les différents types de fondations .....	6
1.3.1. Types de fondations superficielles .....	7
1.3.1.1. les semelles filantes .....	7
1.3.1.2. les semelles isolées .....	7
1.3.1.3. les radiers ou dallages .....	8
1.4. Capacité portante et tassement des fondations superficielles .....	8
1.4.1. Définition : .....	8
1.4.1.1. Tassement des fondations.....	9
1.4.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c- $\phi$ ») .....	12
1.5. Comportement des fondations superficielles.....	17
1.5.1. Introduction : .....	17
1.5.1.1. Définition : .....	17
1.5.2. Comportement à la rupture .....	18
1.5.2.1. Mécanismes de rupture .....	19
1.6. Fondation au bord d'une pente.....	19
1.7. Conclusion .....	20

## Table des matières

---

<b>Chapitre 02 : Présentation du logiciel de calcul PLAXIS .....</b>	<b>22</b>
2.1. Introduction.....	22
2.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :.....	22
2.3. Concepts de base de la méthode aux éléments finis:.....	22
2.4. L'analyse des déplacements par MEF : .....	22
2.5. Présentation de PLAXIS .....	23
2.5.1. Types de modèle en Plaxis :.....	23
2.5.2. Types d'éléments utilisés par Plaxis .....	24
2.5.3. ENTREE DES DONNEES:.....	25
2.5.4. Comportement élastoplastique : .....	27
2.5.5. Elasto-plasticité : .....	28
2.5.6. Modèle de Mohr-Coulomb .....	30
2.6. Conclusion .....	31
<b>Chapitre 03 : Etude numérique .....</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
3.1. Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2. Caractéristiques générales .....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.1. Géométrie.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.2. Conditions aux limites .....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.3. Génération du Maillage.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.4. Conditions initiales.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.5. Calculs.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.6. Fondation sur surface horizontale.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.7. Application numérique.....	Erreur ! Signet non défini.
3.3. L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle.....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>49</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>50</b>

# Liste des figures

## Liste des figures

### Chapitre 01

Figure 1.1 : Rapport $\frac{D}{B}$ définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988).....	5
Figure 1.2 : Types de fondations .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 1.3 : Les semelles filantes.....	7
Figure 1.4 : Semelle isolée.....	8
Figure 1.5 : Radier (ou dallage) .....	8
Figure 1.6 : Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle.....	10

### Chapitre 02

Figure 2.1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.....	24
Figure 2.2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	25
Figure 2.3 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique .....	27
Figure 2.4 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique .....	28
Figure 2.5 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique .....	28
Figure 2.6 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire. ....	29
Figure 2.7 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire. ....	29
Figure 2.8 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.....	30
Figure 2.9 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	30
Figure 2.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb .....	31

### Chapitre 03

Figure 3.1 : Charge centrée sur terrain horizontal .....	35
Figure 3.2 : Charge centrée sur terrain en pente 1/4.....	35
Figure 3.3 : Charge centrée sur terrain en pente 1/3.....	36
Figure 3.4 : Charge centrée sur terrain en pente 1/2.....	36
Figure 3.5 : Maillage avant le calcul.....	38
Figure 3.6 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0 .....	39
Figure 3.7 : Choix de K0.....	39
Figure 3.8 : Définition des points 'importants' .....	39

## Liste des figures

---

Figure 3.9 : Définition des points pour suivre les déplacements .....	39
Figure 3.10 : Définition des points pour suivre les contraintes .....	39
Figure 3.11 : Menu général de calcul.....	40
Figure 3.12 : Fenêtre d'évolution de calcul .....	41
Figure 3.13 : Déformation de maillage pente 1/2 .....	44
Figure 3.14 : Contraintes totales aux points choisis précédemment de la charge au bord d'une pente (1/2).....	44
Figure 3.15 : Déplacements et contraintes après déformation, charge au bord d'une pente (1/2) .....	45
Figure 3.16 : Courbes déplacement en fonction du temps pour le point A ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 3.17 : Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas terrain plat	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 3.18 : Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/4..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 3.19 : Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/3 .	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 3.20 : Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

---

# Liste des tableaux

---

## Liste des tableaux

---

### Chapitre 01

---

Tableau 1.1 : Facteur De La Capacité Portante Suivant Terzaghi .....	14
Tableau 1.2 : Variation de la $N_c$ , $N_\gamma$ et $N_q$ selon Meyerhof.....	15
Tableau 1.1 : Facteurs de capacité portante de Hansen (1970).....	16
Tableau 1.2 : Coefficients de formes. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées).....	17

---

### Chapitre 03

---

Tableau 3.1 : Propriétés de sol.....	36
--------------------------------------	----

---

## Liste des Abréviations

**$q_l$**  : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

**$S_\gamma$ ;  $S_q$ ;  $S_c$** : Coefficients de forme de la semelle,

**$N_\gamma$ ;  $N_q$ ;  $N_c$** : Facteurs de portance (fonction de  $\varphi$ ),

**$\gamma_1$**  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

**$\gamma_2$**  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation,

**$C$**  : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

**$\gamma$**  : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

**$\gamma_d$**  : Poids volumique sec du sol

**$\gamma$**  : Poids volumique saturé du sol

**$\varphi$** : Angle de frottement interne du sol

**$\varphi'$**  : Angle de frottement interne effectif du sol

**$q_a$**  : Contrainte admissible

**$Q_1$**  : charge limite de la semelle

**$A$**  : la surface de la base de la semelle

**$F_s$**  : Coefficient de sécurité.

**$B$**  : Largeur de la semelle ou la plus petite dimension.

**$D$**  : Encastrement

**$h$**  : ancrage de la semelle

**$L$**  : Longueur de la semelle

**$p_l^*$**  : La pression limite nette

**$P_l$**  : pression limite mesurée

**$p_0$** : contrainte totale horizontale au même niveau avant essai

## Liste des Acronymes

---

**$K_p$**  : Facteur de portance pressiométrique

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

**$q_{ce}$**  : étant la résistance de pointe équivalente définie ci-après

**$k_c$**  : facteur de portance pénétrométrique

**$q_{ce}$**  : Résistance de pointe équivalente

**$q_{ref}$**  : la contrainte transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée

$\nu$  : Coefficient de poisson

**EA** : Rigidité normale

**EI** : Rigidité de flexion

**$K_0$**  : Coefficient des terres au repos

**m** : Puissance

**$R_f$**  : Coefficient à la rupture  $q_f/q_a$ .

La construction d'une fondation est l'une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, à ce jour, l'étude des fondations reste l'une des préoccupations de la géotechnique. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages, ponts etc...), les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle est un sujet d'importance et d'intérêt en ingénierie géotechnique. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximale qui peut être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Il existe une littérature importante analysant la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol à surface horizontale selon diverses méthodes (expérimentales, numériques et théoriques). Cependant, certaines fondations sont placées sur ou près des pentes ou des excavations, telles que les routes dans les régions montagneuses, les semelles de tours pour les lignes de transport d'électricité et les culées de ponts. En effet, la capacité portante des semelles filantes est affectée d'une manière significative par la présence de pentes qui nécessite une attention particulière.

Cependant, l'effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante a été étudié expérimentalement, à l'aide des essais à grande échelle (Shields et al. 1977 ; Bauer et al. 1981), puis en centrifugeuse (Bakir, 1993 ; Gemperline; 1988 ; Terashi et Kitasume, 1987), ensuite sur modèles réduits (Giroud et Tran-Vo-Nhiem, 1971 ; Lebègue, 1973). En outre, de nombreuses méthodes analytiques et numériques ont été proposées pour étudier la capacité portante des semelles adjacentes aux pentes (Acharyya et Dey, 2017 ; Castelli et Motta, 2010 ; Choudhury et Subba Rao, 2006 ; De Buhan et Garnier, 1998 ; Graham et al. 1988 ; Keskin et Laman, 2013 ; Kusakabe et al. 1981 ; Mabrouki et al. 2010 ; Saran et al., 1989). Ces études expérimentales et théoriques indiquent que la capacité portante est en fonction de l'angle de la pente et de la distance de la fondation à la crête de la pente. Terzaghi (1943) 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 étudie dans ce mémoire l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente.

# Introduction Générale

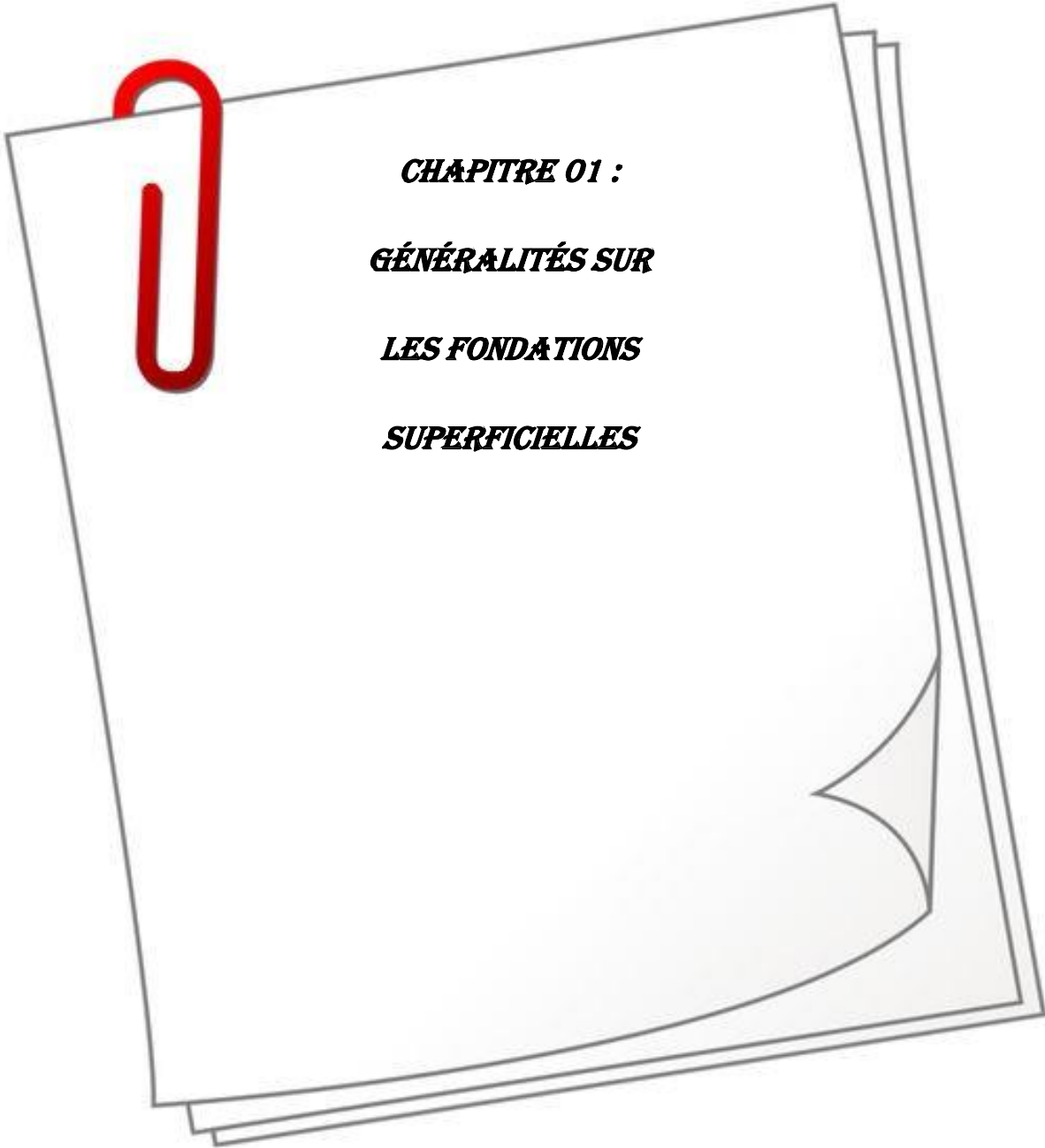
---

Pour atteindre l'objectif visé, ce travail est divisé selon le plan suivant :

**Le premier chapitre :** présente les généralités sur les fondations ; le rôle de fondation ; les différents types de fondation ; capacité portant et tassement des fondations superficielles ; comportement des fondation superficielles ; fondation au bord d'un pente.

**Le deuxième chapitre :** Présentation du logiciel de calcul PLAXIS V8 ; Bref aperçu sur la méthode des éléments finis ; présentation de PLAXIS.

**Le troisième chapitre :** présente une série d'analyses numériques ; présentation du cas étudié ; caractéristiques générales ; Résultats ; comparaisons de résultats.



**CHAPITRE 01 :**  
**GÉNÉRALITÉS SUR**  
**LES FONDATIONS**  
**SUPERFICIELLES**

### Chapitre 01: Généralités sur les fondations superficielles

#### Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci. Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain. Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

En dernier recours, si le sol en place ne possède pas les qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, des techniques de renforcement des sols sont utilisables.

#### 1.1. Définition générale :

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur  $D$  du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3 m ou 06 fois la largeur  $B$  de la fondation ( $D/B < 6$ ) selon le **DTU 13.12** (figure 1.1) [1].

Pour certains auteurs : Une fondation est dite superficielle, si  $D < 1,5 \cdot B$

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

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

On remarque aussi que Terzaghi considère « une fondation superficielle » celle qui a un rapport  $D/B \leq 2$  [2].

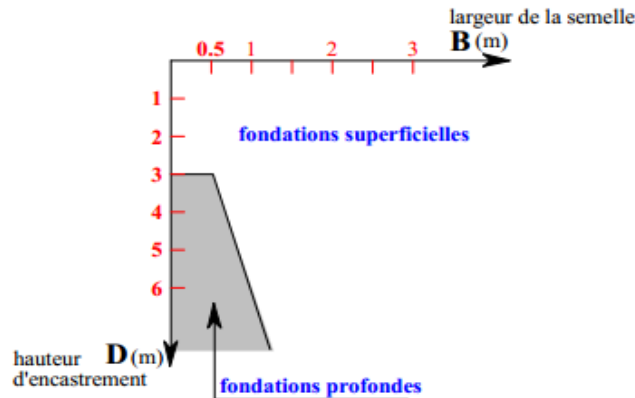


Figure 1.1: Rapport  $D/B$  définissant le type de fondation selon le DTU 13.12 (1988) [1].

## 1.2. Le rôle des fondations

Le rôle des fondations est de répartir les charges de la construction dans le sol naturel. Elles représentent l'assise stable et le socle d'un bâtiment.

Il existe deux types de fondations :

Les fondations superficielles : longrines entre poteaux, semelles filantes ou radier, etc. Ce type de fondations descend communément à des profondeurs entre 50 cm et 1 m sous la surface du sol naturel... mais parfois beaucoup plus, en cas de sols « à problèmes », nécessitant ce qu'on appelle des fondations spéciales. Elles doivent également être suffisamment profondes pour être à l'abri du gel.

Les fondations profondes : pilotis, pieux battues, puits de fondations, etc. Elles ont pour fonction de reporter la charge des constructions vers un sous-sol dur profond, ou vers un sol moins sensible à des variations de plasticité.

- **Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations**

Elle peut être effectuée par deux types d'essai :

- Limitation des tassements (ordre de grandeur: quelques mm de 5 à 25 mm) ainsi que les tassements différentiels ;

- Vérifier que les poussées d'Archimède (eau dans le sol) soient inférieures au poids de l'ouvrage ;

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

- 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) (utilisation de bèches, frottements sol/ béton suffisant, tirants...etc.) ;

- Éviter les glissements pour des ouvrages pour les réalisés sur terrain en pente (Pente  $< 2/3$ ).

- Prévoir un dispositif de drainage périphérique.

- **Assurer la résistance des massifs des fondations**

- Les charges menées aux fondations ne doivent pas entraîner leur rupture (respect des règles, 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 utilisés.

- **Vérifier la résistance du terrain de fondations**

- Les actions sollicitant le sol ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni de déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage ;

- **S'assurer de la durabilité des fondations**

- 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... etc.).

- **Trouver la solution la plus économique**

- Chercher des solutions économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage...).

### 1.3. Les différents types de fondations

#### TYPES DE FONDATIONS

- Les deux types de fondations sont :
- Les fondations superficielles,
- Les fondations profondes et spéciales.

## 1.3.1. Types de fondations superficielles

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

On distingue (Erreur ! Source du renvoi introuvable.) [3] :

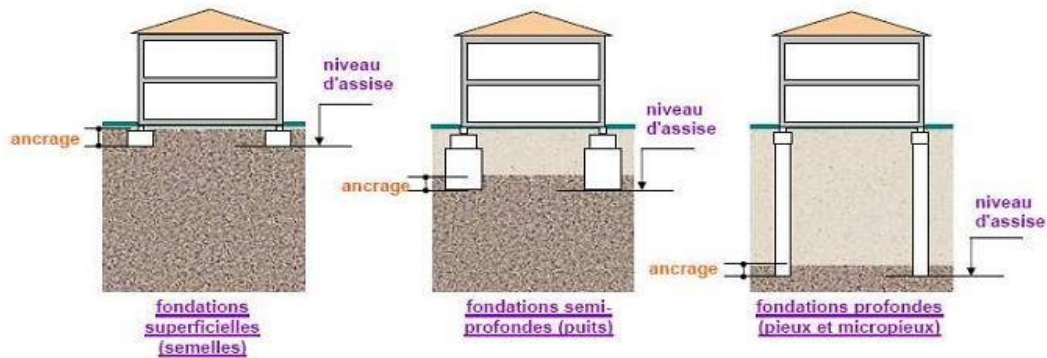
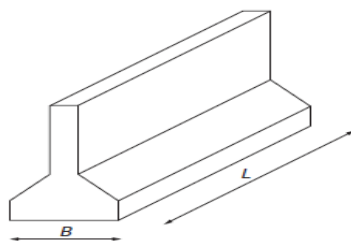


Figure 1.2 : Types de fondations.

**1.3.1.1. Les semelles filantes :** Généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$  pour fixer les idées



$B \times L \ll$  aire de l'ouvrage porté

Figure 1.3 : Les semelles filantes [3].

**1.3.1.2. 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  $B$ )

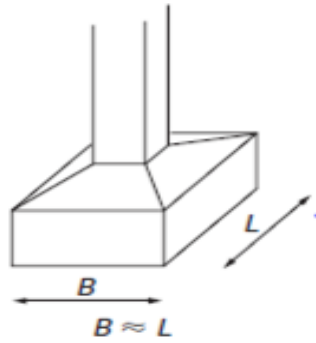


Figure1.4 : Semelle isolée.

**1.3.1.3. Les radiers ou dallages :** de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

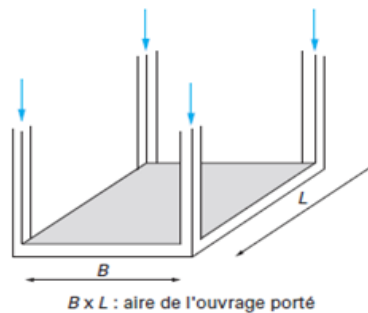


Figure1.5 : Radier (ou dallage) [3].

### 1.4. Capacité portante et tassement des fondations superficielles

#### 1.4.1. Définition :

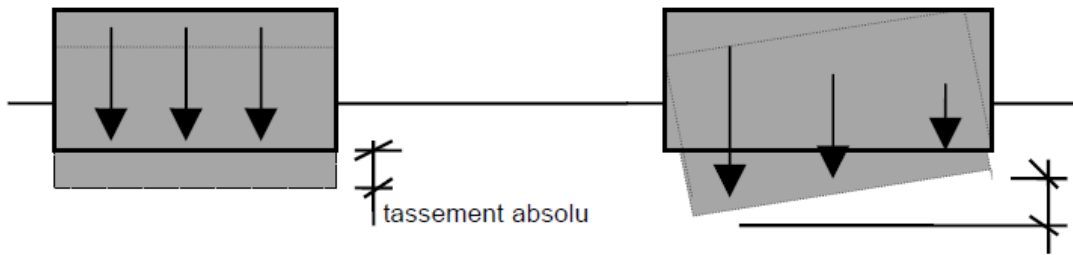
L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la Capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes. Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués dans le domaine du calcul de la capacité portante des fondations superficielles posées sur une surface horizontale.

La capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ.

Parfois la détermination de la capacité portante est effectuée à partir d'essai de chargement, mais ceci est très rare pour les fondations superficielles

## 1.4.1.1. - Tassement des fondations.

On distingue deux types de tassements :



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

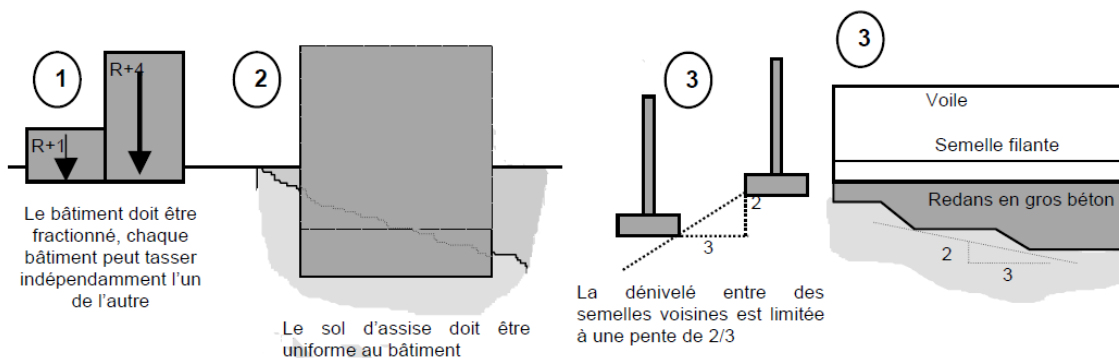
Le tassement différentiel d'un bâtiment engendre toujours de graves désordres.

IL DOIT ÊTRE SOLUTIONNÉ

**Figure 1.6 :** Le tassement absolu et le tassement différentiel [4].

Les tassements des fondations sont à craindre :

- Lorsque les efforts transmis aux fondations varient brutalement d'une semelle à l'autre.
- Lorsque la nature du sol d'assise n'est pas homogène sur la surface de la construction (différents sols à une profondeur donnée, profondeur variable du sol d'assise)
- Lorsque les fondations ont des niveaux d'assise différents.



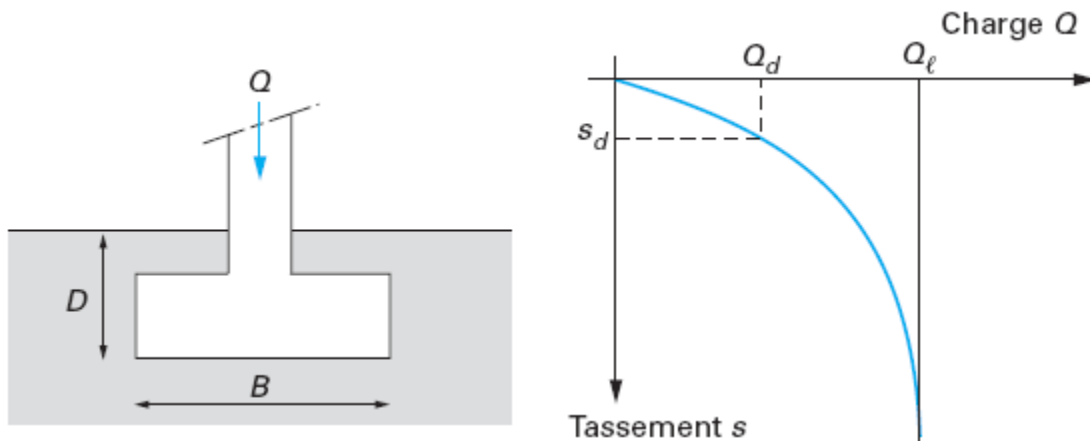
Le bâtiment doit être fractionné, chaque bâtiment peut tasser indépendamment l'un de l'autre

Le sol d'assise doit être uniforme au bâtiment

La dénivellé entre des semelles voisines est limitée à une pente de 2/3

**Figure 1.7 :** Tassements différentiels : surface horizontale et surface en pente [4].

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure (1.8) 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 noté D.



**Figure 1.8 :** Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle [3].

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le Tassement croît proportionnellement avec 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). A partir d'une certaine charge  $Q_l$ , 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  $Q_l$  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 (point  $d Q$ ,  $d S$  sur figure (1.8)).

### 1.4.2. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la rupture. Bien que des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices également aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

En dépit de ces insuffisances, les comparaisons entre les capacités portantes limites des modèles réduits et des fondations en vraie grandeur montrent que la marge d'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) reposent sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Hansan ...etc.

Leur approche générale du problème est identique : une fondation de longueur infinie et de largeur  $B$  exerce une pression moyenne  $q_u$  sur un sol homogène dont le poids spécifique est  $\gamma$ .

La charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle.

On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

Pour tous les autres cas (charge inclinée, charge excentrée, fondation isolée, etc.), il a été proposé d'introduire des coefficients correcteurs. Ces coefficients correcteurs sont choisis de manière empirique à partir des résultats d'essais de laboratoire sur modèles réduits, d'essais en centrifugeuse ou d'essais en vraies grandeurs.

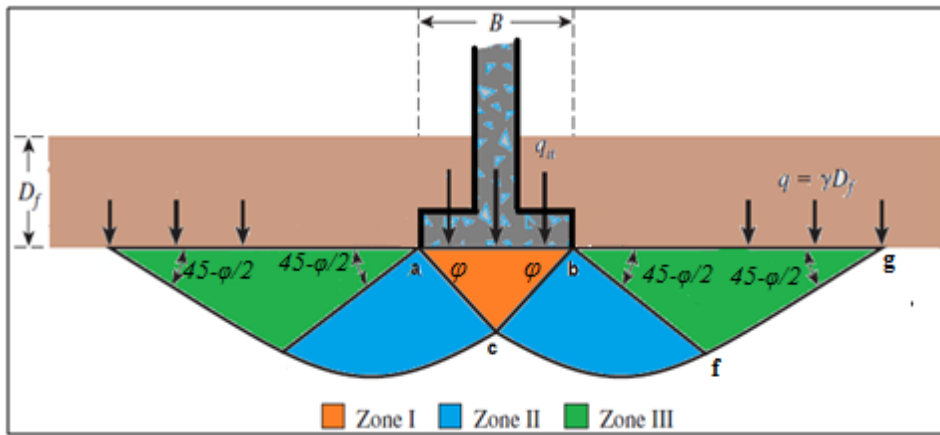
### 1.4.2.1. La théorie de Terzaghi

En (1943), Terzaghi a proposé une théorie bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle filante et rigide supportée par une couche de sol homogène qui s'étend à une grande profondeur [2].

Terzaghi a défini une fondation superficielle comme une fondation où sa largeur,  $B$ , est égale au moins à sa profondeur,  $D_f$ . D'après Terzaghi la surface de rupture créée dans le sol, lorsque la fondation subit la charge ultime, est représentée sur la figure 1.9 [2].

D'après cette figure, la zone de rupture sous la fondation peut être divisée en trois zones principales qui sont :

- Zone  $abc$  : forme la partie triangulaire qui se trouve immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces  $ac$ ,  $bc$  et de  $\phi$  (angle de frottement interne du sol).
- Zone  $bcf$ : zone de cisaillement radiale (ou saut) de Prandtl [5].
- Zone  $bfg$ : zone passive de Rankine [6], les lignes de glissement dans cette zone font un angle de  $\pm (45-\phi/2)$  avec l'horizontale.



**Figure 1. 9 :** La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi [2].

### 1.4.3. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c-φ »)

La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi) [2].

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

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.1)$$

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  $\gamma_1$  du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme  $C N_c(\varphi)$  est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- le troisième terme  $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$  est le terme de surcharge ou de profondeur.

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement ( $\gamma_2$  est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Avec :

- $q_l$  contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
- $\gamma_1$  poids volumique du sol sous la base de la fondation,
- $\gamma_2$  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,
- $N_\gamma(\varphi) \cdot N_c(\varphi) \cdot N_q(\varphi)$  facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle frottement interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation.

Avec :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.2)$$

$$N_c = \left( \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \right) \quad (1.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (1.4)$$

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

**Tableau 1.3 :** Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi [2].

$\varphi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\varphi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
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				

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

**Tableau 1.4 :** Variation de la  $N_c$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$  selon Meyerhof [7].

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

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

**Tableau 1.5 :** Facteurs de capacité portante de Hansen (1970) [8].

$\phi$ (degrees)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1.0	1.5	0.0
5	1.6	6.5	0.1
10	2.5	8.3	0.4
15	3.9	11.0	1.2
20	6.4	14.8	2.9
25	10.7	20.7	6.8
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	24.4
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	79.5
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  $S_\gamma$  pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_t = S_\gamma \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\phi) + S_c C N_c(\phi) + S_q (q + \gamma_2 D) N_q(\phi) \quad (1.5)$$

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.

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

**Tableau 1.6 :** Coefficients de formes. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées) [2].

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

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

Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $C_u$ .

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

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

$$q_t = C_u N_c(0) + (q + \gamma_2 D) \quad (1.6)$$

### 1.5. Comportement des fondations superficielles

#### 1.5.1. Introduction :

La fondation d'un ouvrage est l'élément qui transmet au sol d'assise les charges provenant de cet ouvrage. Les fondations sont appelées superficielles ou profondes ; la fondation superficielle est. Par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les fondations superficielles sont utilisées lorsque la couche du sol qui est capable de supporter l'effort de la construction se trouve relativement à faible profondeur sous la base de l'ouvrage à construire. Ce premier chapitre est consacré à la présentation du comportement des fondations superficielles.

##### 1.5.1.1. Définition :

Le terme « fondation » désigne la partie de la structure en contact avec le sol qui transmet les charges directement, dans les conditions les plus favorables, sans causer une rupture par cisaillement du sol ou un tassement excessif. Les fondations donc sont des éléments de liaison dont la conception est fonction aussi bien des caractéristiques de terrain que celle de la structure. Si le sol proche de la surface du terrain permet de supporter d'une manière convenable les charges transmises par la fondation, alors on a

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

affaire à une fondation superficielle, de longueur  $L$ , de largeur  $B$  et de profondeur  $D$  (figure 1.6).

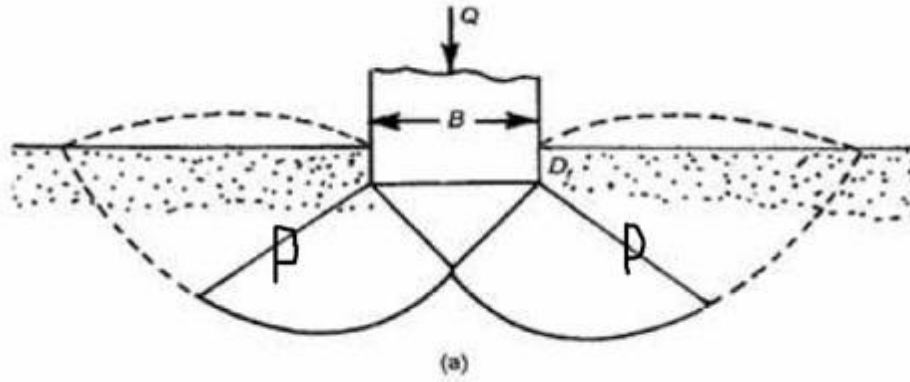
Afin de montrer le comportement d'une fondation superficielle, on considère le cas d'une fondation filante de largeur  $B$  soumise à une charge verticale centrée et posée à une profondeur  $D$  (Figure 1.6). On applique une charge monotone croissante  $Q$ , d'une manière quasi-statique. La courbe présentée sur la Figure 1.6, montre l'évolution du tassement  $s$  en fonction de la charge appliquée  $Q$  ; au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. A partir d'une certaine charge  $Q_d$  le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). Enfin, pour une charge  $Q_u$  il y a un tassement qui n'est plus contrôlé, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure ; la charge  $Q_u$  est par définition la charge limite qui entraîne la rupture (Frank, 1999) [3].

### 1.5.2. 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 que l'on qualifie de rupture globale. Schématiquement, il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol des parties  $P$  est complètement plastifié, tandis que les zones externes  $E$  ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture [9].

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

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



**Figure 1.7** : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle.

\* P : zone de sol en rupture

\*(a) : zone de sol dans le domaine élastique.

### 1.5.2.1. Mécanismes de rupture

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime  $Q_l$  pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime  $Q_l$ . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime) [9].

### 1.6. Fondation au bord d'une pente [9]

Pour une fondation filante reposée sur un sol frottant, établie en bord d'une pente, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

$N_\gamma$  : facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale ;

$i \beta$  : coefficient réducteur de portance (le rapport de la capacité portante d'une fondation établie en bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation,

## Chapitre 01 : Généralités sur les fondations superficielles

---

établie sur le même sol à surface horizontale); il correspond donc à l'expression suivante:

$$i\beta = [qu] d / B\beta / [qu]\beta = 0$$

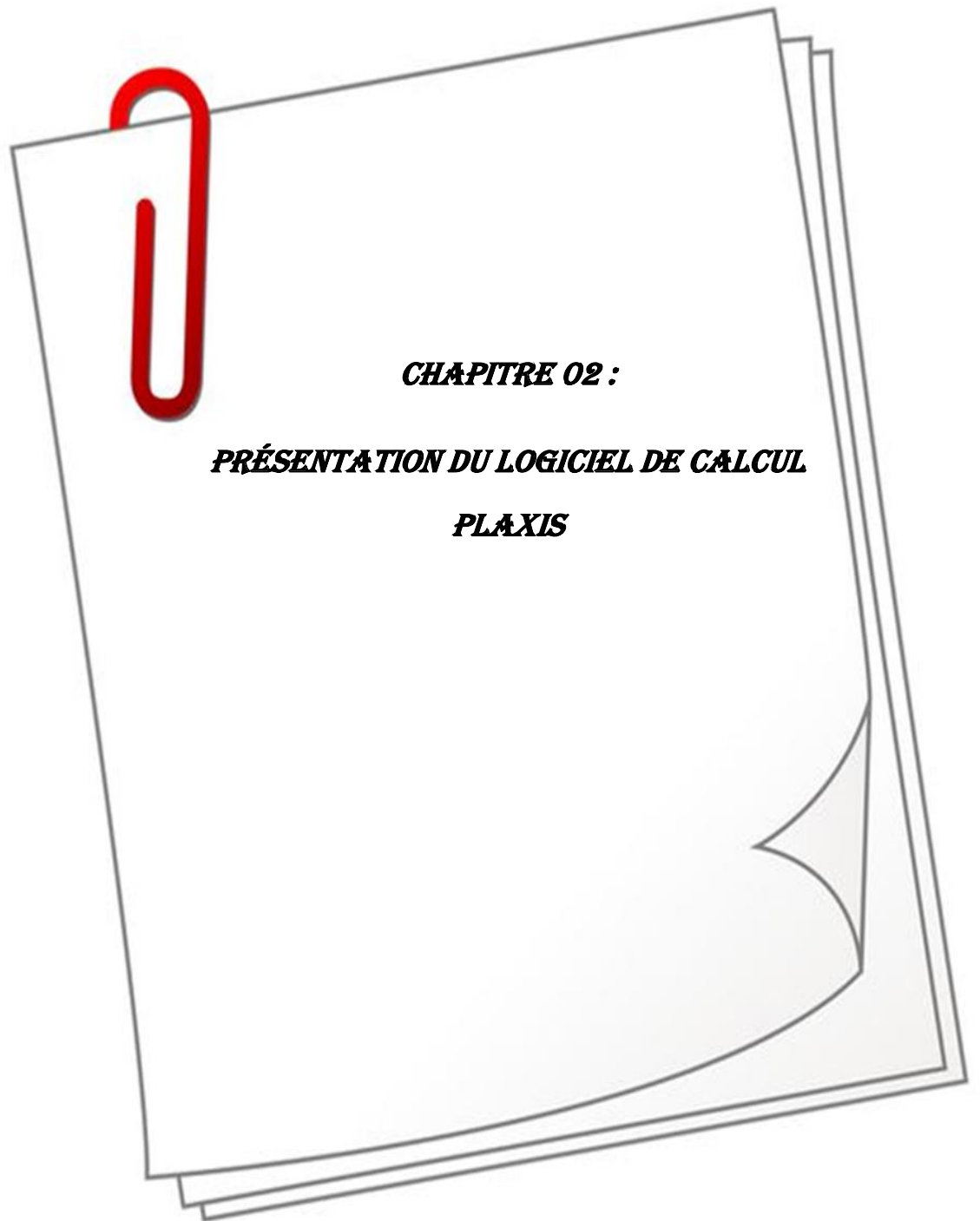
### 1.7. Conclusion

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

Les sols naturels sont souvent hétérogènes et déposés en couches stratifiées. Les observations 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, ...).



## **Chapitre 02: Présentation du logiciel de calcul PLAXIS**

### **2.1. Introduction**

Simulation numérique de la capacité portante d'une fondation peu profonde à proximité d'une pente est un problème complexe qui présente notamment de fortes non-linéarités, et le scénario sol, fondation et interface sol/fondation. Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous utilisons dans ce présente une étude du code de calcul PLAXIS qui permet de simuler des problèmes non linéaires avec bonne stabilité numérique. Dans ce chapitre nous allons introduire les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour développer les simulations numériques ainsi que les modèles comportementaux utilisés [10].

### **2.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :**

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment [11].

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes [11].

### **2.3. Concepts de base de la méthode aux éléments finis :**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu [12].

### **2.4. L'analyse des déplacements par MEF :**

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations

mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt.

Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative [13].

### 2.5. Présentation de PLAXIS

L'analyse géotechnique est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. (Par exemple : Plaxis). Les ingénieurs expérimentés dans le domaine connaissent l'importance des hypothèses permettre le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il connaît le jargon élémentaire Fi est parfois répréhensible - il ne veut pas interférer avec la numérotation des nœuds, éléments, sur certains choix réservés aux nombres. Il veut que le code sur le PC gère son La bureautique et ses techniques quotidiennes d'étude paramétrique des problèmes Magnifiquement. Demande tout d'abord que ses jours ne soient pas laborieusement entrés Fichier de données et interprétations [11].

#### 2.5.1. Types de modèle en Plaxis :

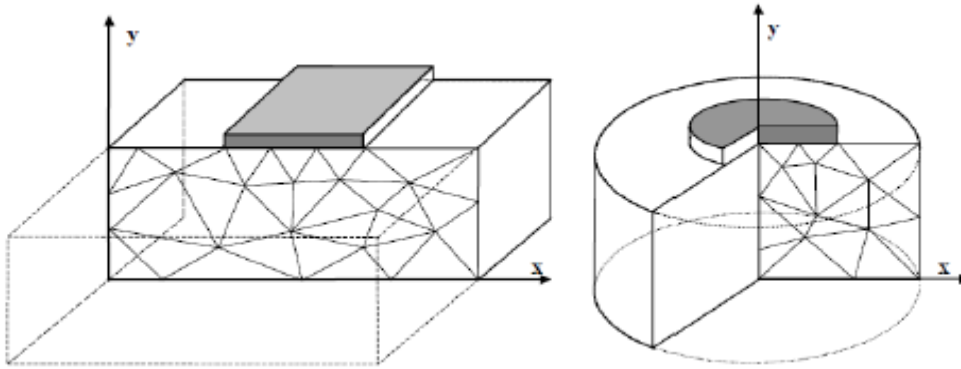
Plaxis V8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymétrique) [10].

Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section (Plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes Sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements Perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte [10].

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales (figure2.1) [10].

A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le

choix de 'Plane strain' ou de 'Axisymmetry' a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par 'nœud' dans les directions x et y.



**Figure 2. 1** : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique [10].

### 2.5.2. Types d'éléments utilisés par Plaxis

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 'nœuds' pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 'nœuds'. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 'nœuds', l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (figure 2.3). Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de « phi-c reduction ». Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et

de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis [10] [13].

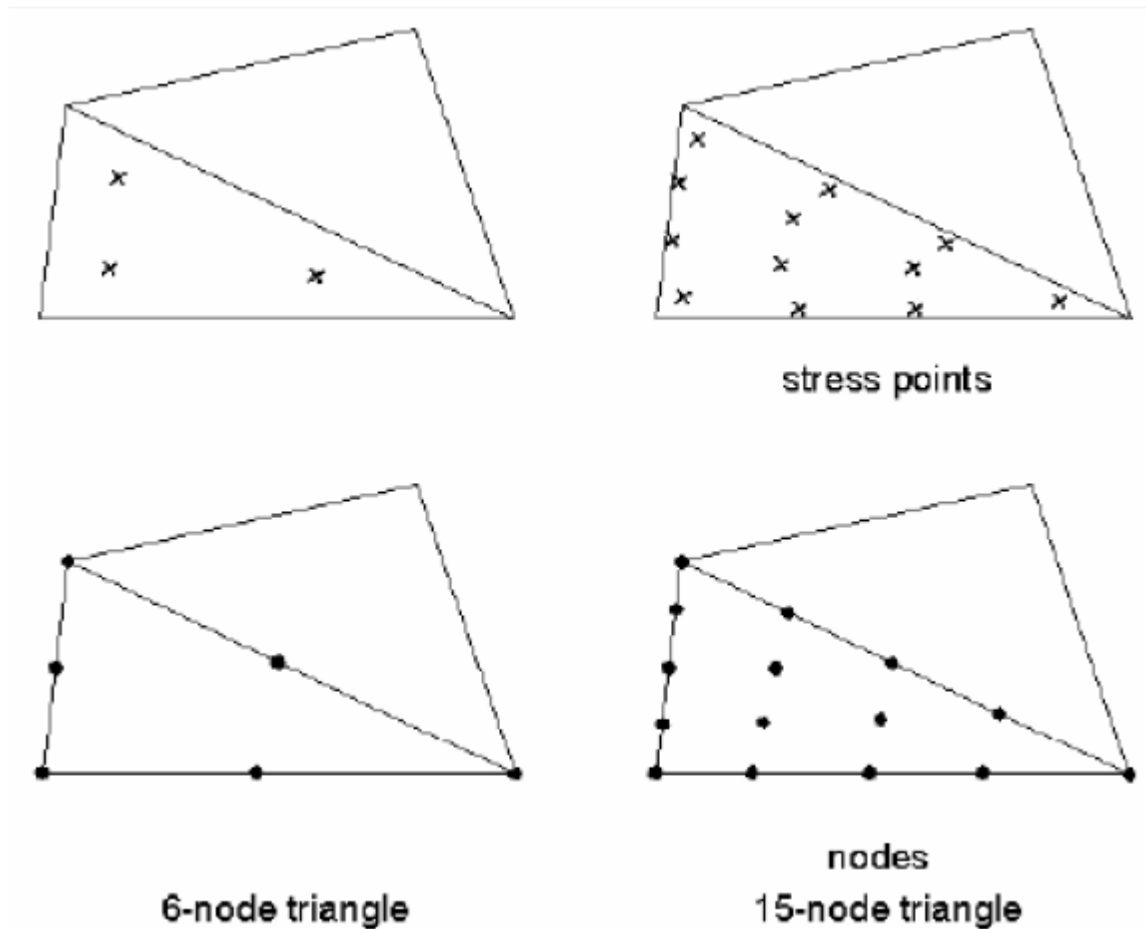


Figure 2. 2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

### 2.5.3. ENTREE DES DONNEES : [10]



**Définition graphique de la géométrie du modèle :** La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser (DAO), ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.



**Éléments de poutre :** Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant maximal. Une rotule plastique est

introduite dès que le moment maximal est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



**Chargement** : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges



**Base de données des propriétés des matériaux** : Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.



**Génération automatique du maillage** : PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour affiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

### L'EAU DANS LE SOL :



**Régime d'écoulement permanent** : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.



**Calcul du réseau d'écoulement** : Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

### FONCTIONS DE CALCUL :



A partir du programme Input, cliquer sur le bouton des conditions initiales.



On passe alors à la génération des contraintes en cliquant sur ce commutateur. les éléments de structures apparaissent alors en grisé : ils ont été désactivés automatiquement



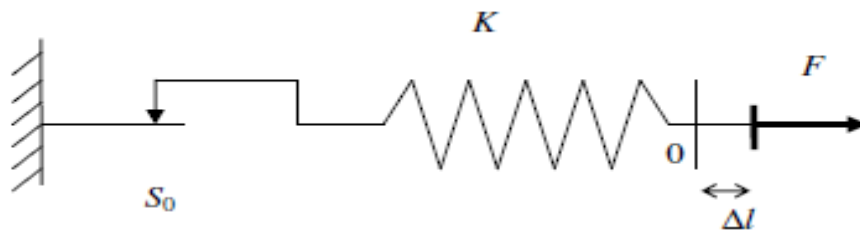
Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un Calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.



**Courbes effort-déplacement et chemins de contraintes** : Un outil spécifique permet de représenter les courbes effort-déplacement, les chemins de contraintes ou courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps. En particulier la représentation des chemins de contraintes permet, en examinant le comportement du sol au niveau local, de procéder à une analyse approfondie des résultats d'un calcul PLAXIS.

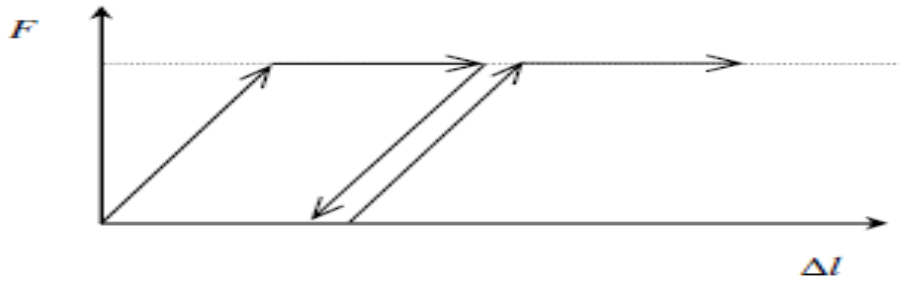
#### 2.5.4. Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure 2.3) [13].



**Figure 2. 3** : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

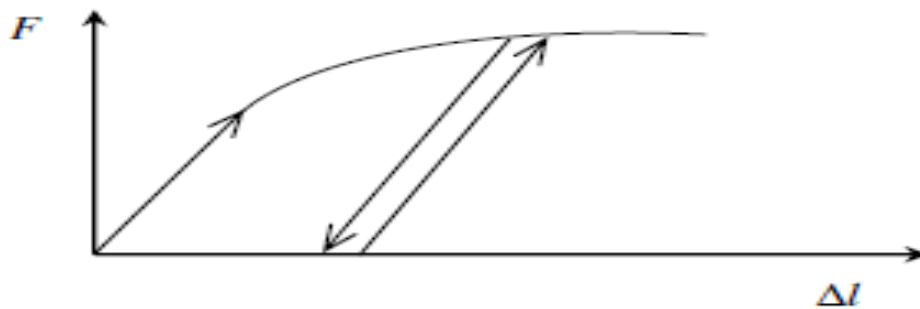
La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 2.4 [13].



**Figure 2. 4 :** Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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

Le type de comportement représenté par les figures 2.3 et 2.4 est un comportement élastique plastique sans écouvissage. La figure 2.5 représente un comportement élastique plastique avec écouvissage [13].



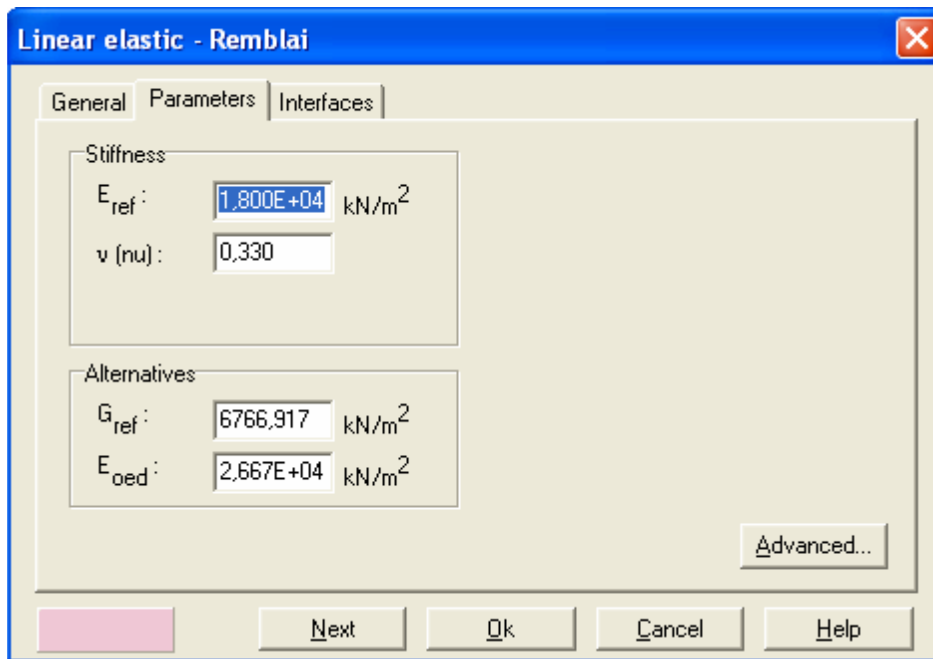
**Figure 2. 5 :** Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

### 2.5.5. Elastoplasticité :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G$ ), ce qui n'est pas le cas des modules 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. La relation entre le module d'Young  $E$  est les autres modules sont données par les équations [10] [13] :

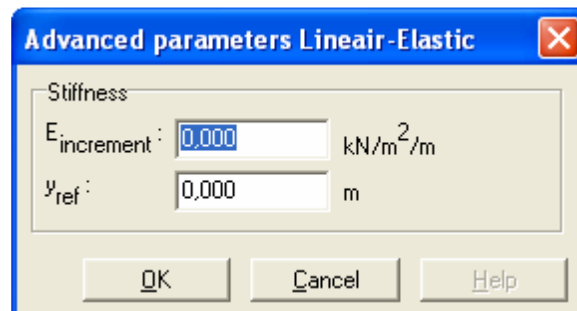
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; E_{oed} = \frac{(1 + \nu)E}{(1 + 2\nu)(1 + \nu)}$$

Le modèle élastique linéaire 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. Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 2.6 [10] :



**Figure 2. 6 :** Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure 2.7 :



**Figure 2.7 :** Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

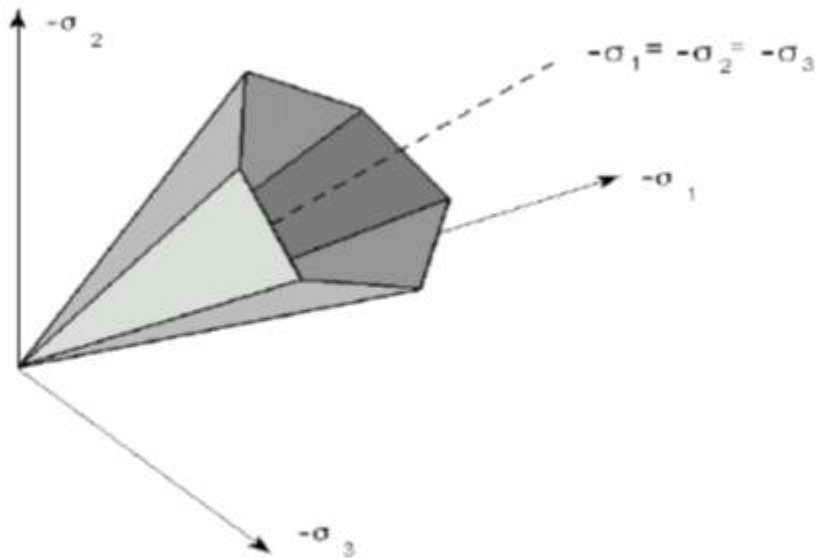
$$\text{Actuel} - \text{réf} \text{ incrément } E = E + (y - y) E \text{ avec réf } y < y. \quad (2.7)$$

Enivrement : Augmentation de la rigidité [kN/m<sup>2</sup>/m]

y<sub>ref</sub>: Unité de profondeur [m]

### 2.5.6. Modèle de Mohr-Coulomb

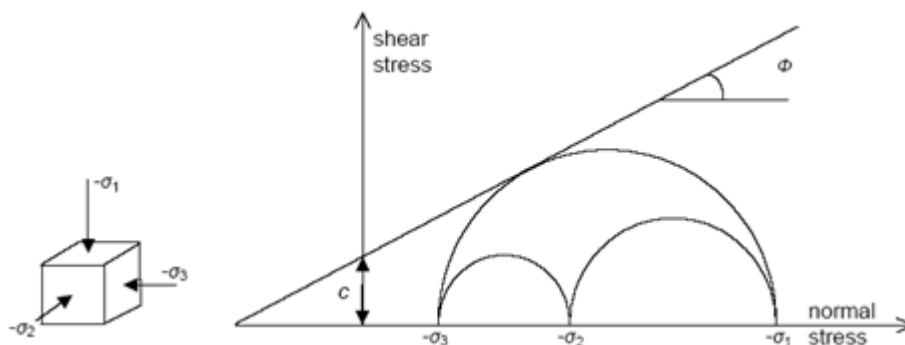
Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par [10] :



**Figure 2. 8** : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.

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

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\phi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 2.9)

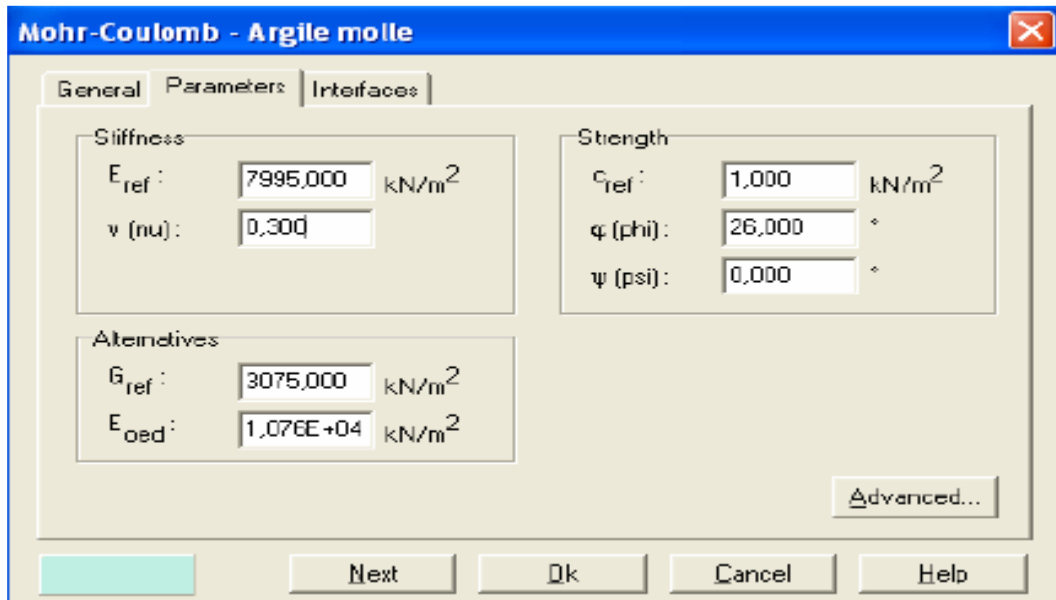


**Figure 2.9** : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas [10].

La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 2.9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 2.10).



**Figure 2.10 :** Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

### 2.6. Conclusion

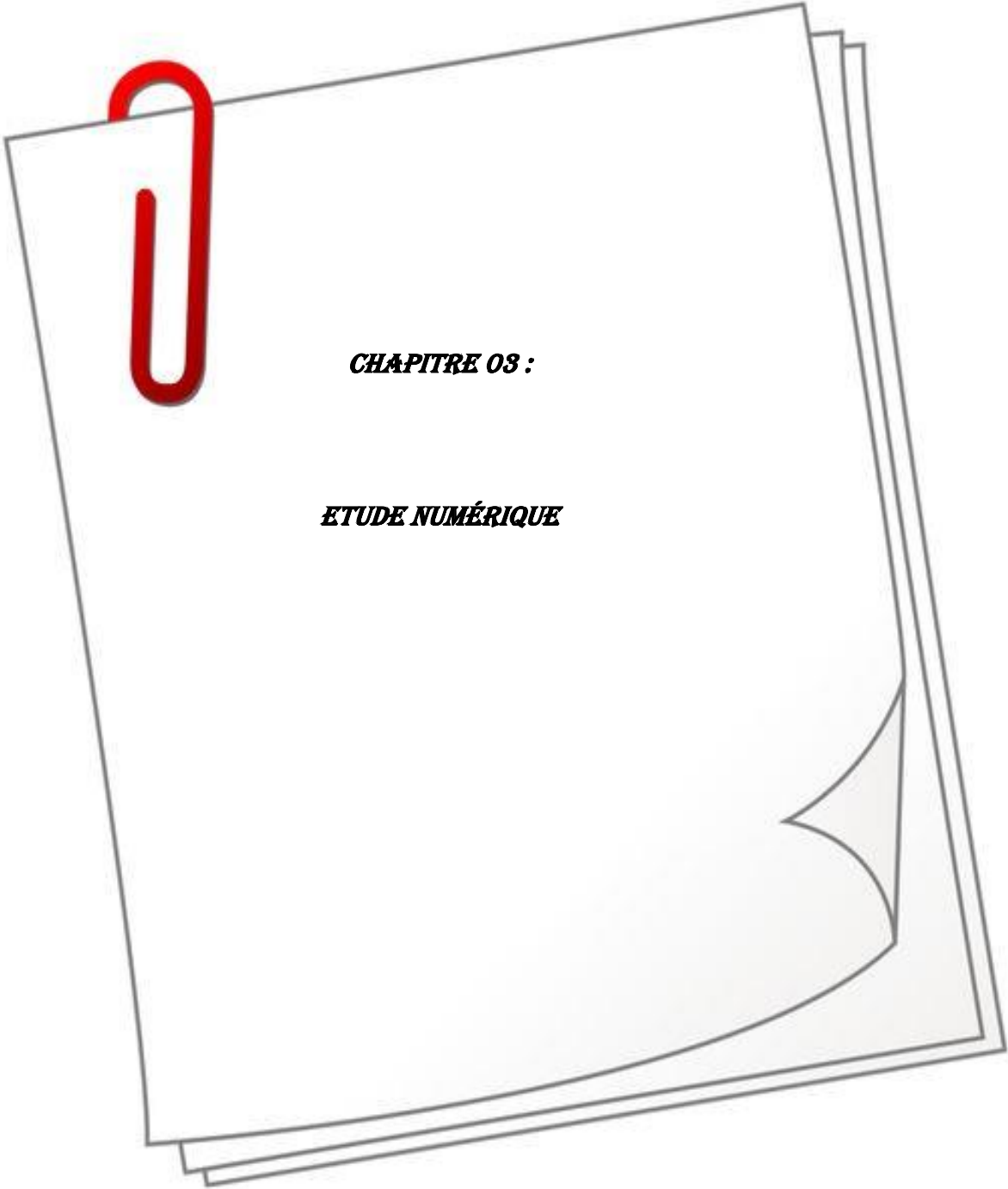
L'objectif de la modélisation (au sens large) en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient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

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performantes afin de simuler le comportement réel des sols. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La réponse à cette question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

## Chapitre 02 : présentation du logiciel de calcul PLAXIS

---

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



***CHAPITRE 03 :***

***ETUDE NUMÉRIQUE***

## Chapitre 03: Etude numérique

### 3.1. Introduction

Les études théoriques et expérimentales ont montré que, lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance doit être affectée d'un coefficient réducteur. Ce chapitre s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale et excentrée au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis (V8). L'étude portera sur l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente la variation des paramètres sur la charge limite  $Q_l$ , l'excentrement à droite et à gauche sur fondation reposée sur terrain plat et terrain avec pente.

Présentation du cas étudié : dans notre travail 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 encastrée, rigide et rugueuse avec une largeur  $B=1\text{m}$  reposant sur la surface d'un sol pulvérulent et située à une distance  $d=0$  de la crête d'un talus. 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 les figures ci-dessous avec :

- a) un terrain horizontal ;
- b) une pente de  $1/4$  ;
- c) une pente de  $1/3$  ;
- d) une pente de  $1/2$ .

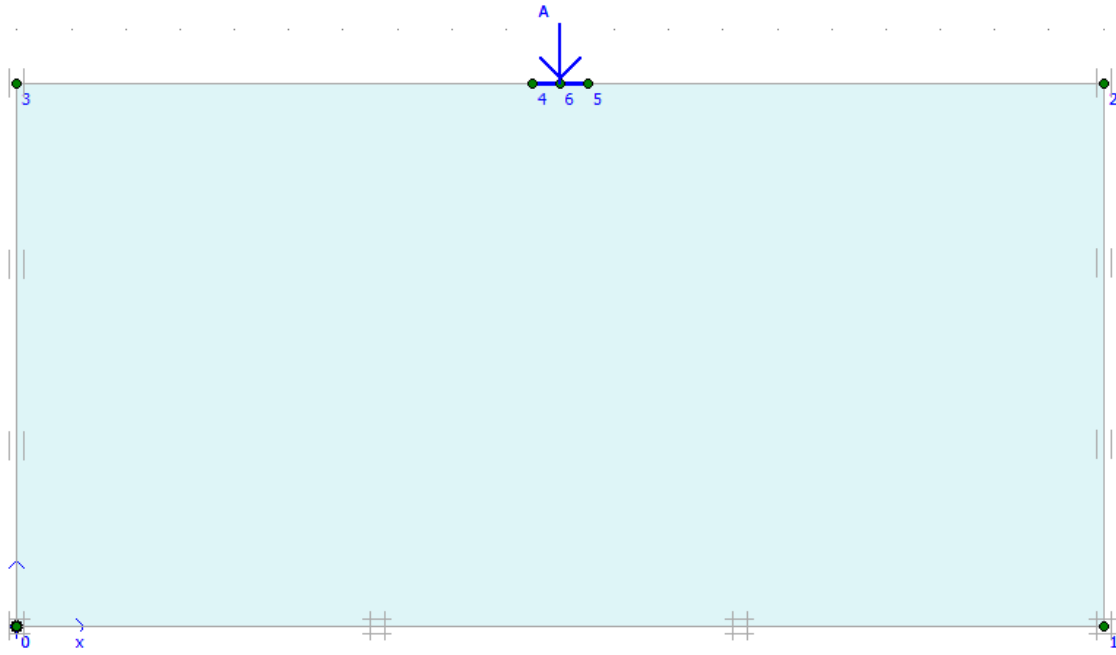


Figure 3.1 : Charge centrée sur terrain horizontal.

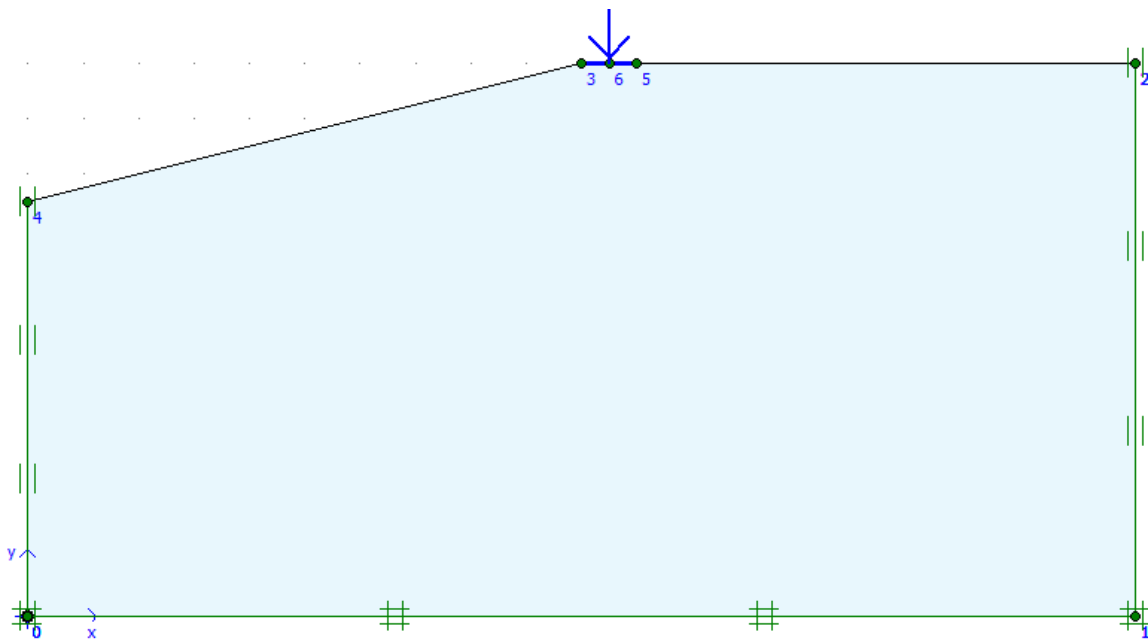


Figure 3.2 : Charge centrée sur terrain en pente 1/4.

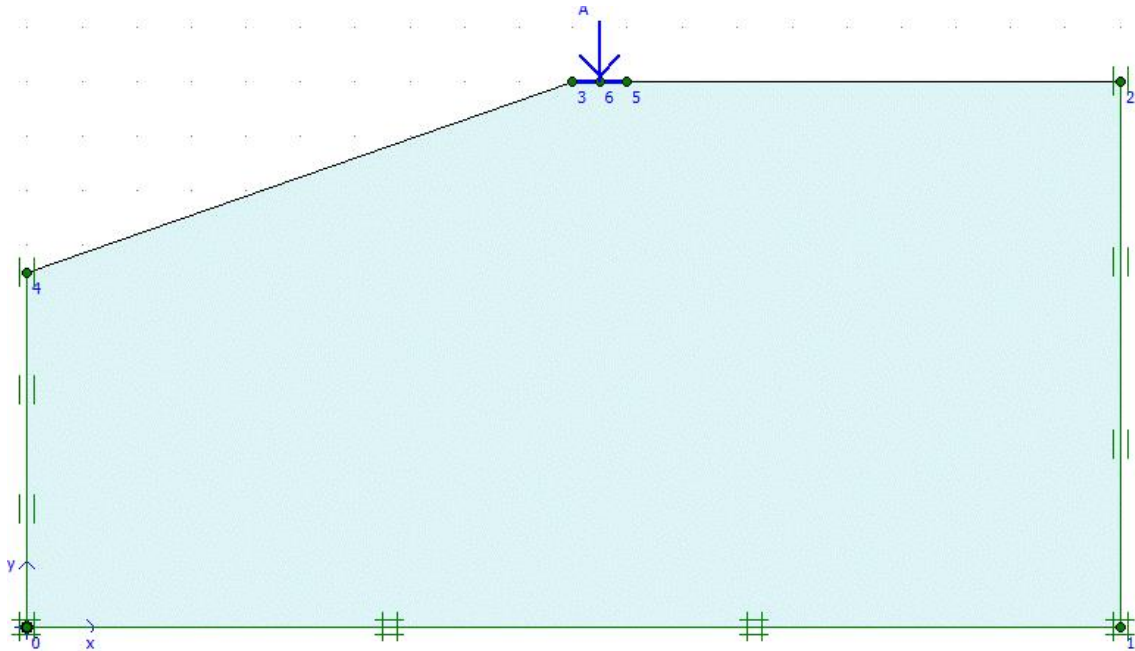


Figure 3.3 : Charge centrée sur terrain en pente 1/3.

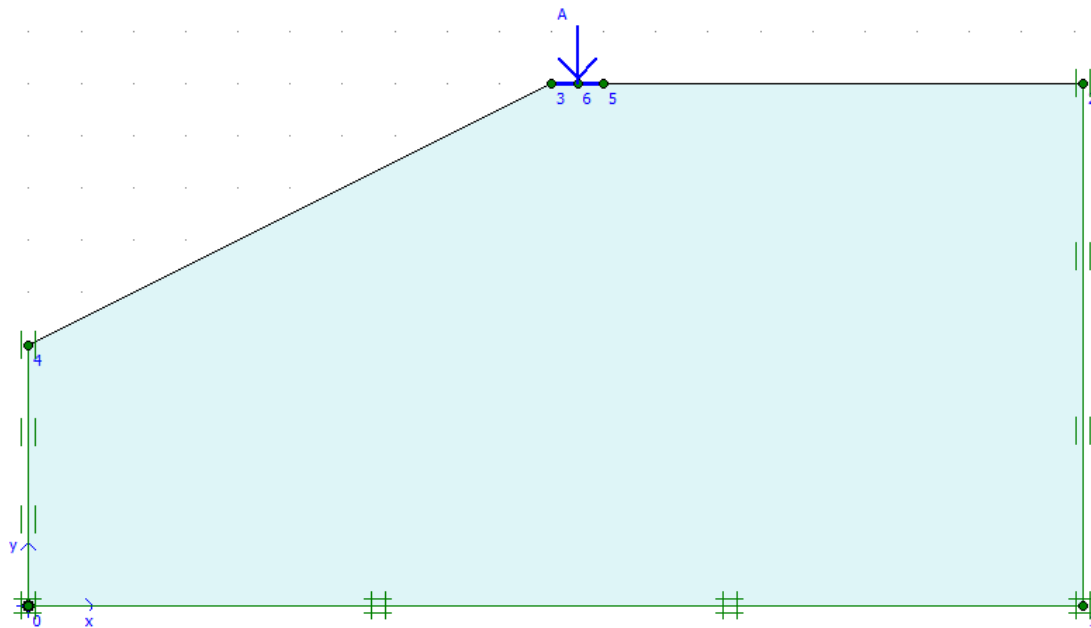


Figure 3.4 : Charge centrée sur terrain en pente 1/2.

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

### 3.1.1. 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.

### 3.1.2. Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont choisies comme suivant :

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- déplacement total nul suivant la base du modèle.

### 3.1.3. Caractéristiques des matériaux

#### a) Caractéristiques de sol

Le sol est régi par un critère élastoplastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 3.1.

**Table 3.2** : Propriétés de sol [4].

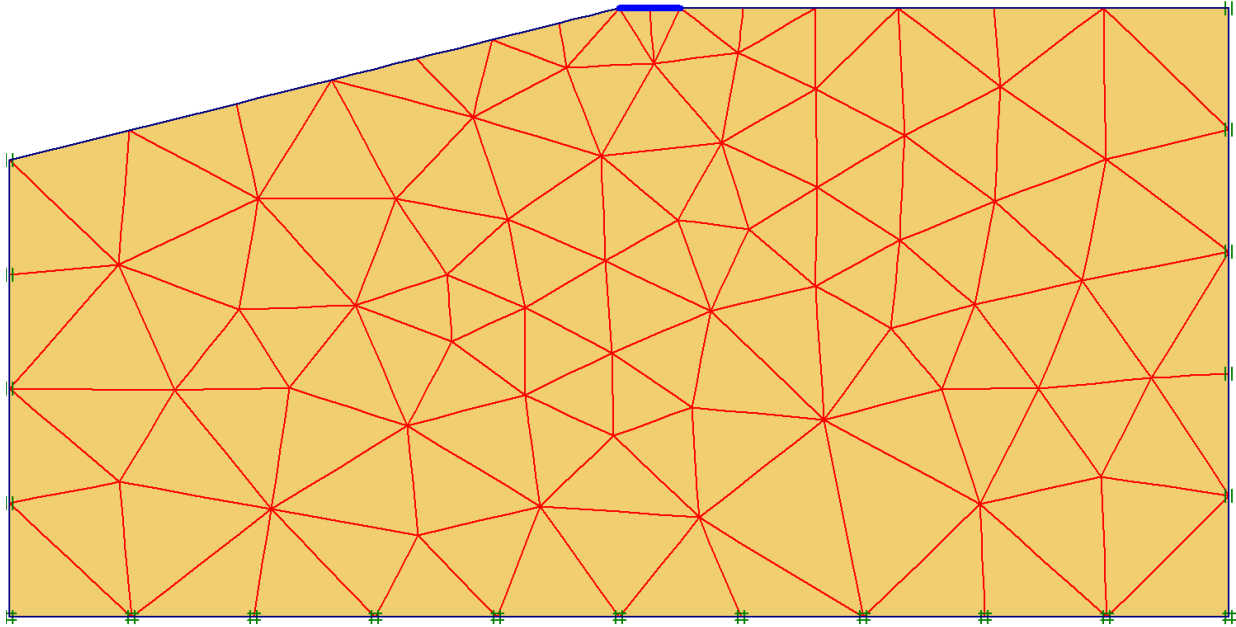
<i>Paramètres</i>	<i>Désignation</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Poids volumique apparent</i>	$\gamma_{unsat} (kN/m^3)$	<b>16</b>
<i>Poids volumique sature</i>	$\gamma_{sat} (kN/m^3)$	<b>20</b>
<i>Module de déformation</i>	$E (kN/m^2)$	<b>32000</b>
<i>Coefficient de poisson</i>	$\nu$	<b>0.3</b>
<i>Cohésion</i>	$C (kN/m^2)$	<b>0.1</b>
<i>Angle de frottement Interne</i>	$\varphi (^\circ)$	<b>35</b>
<i>Angle de dilatance</i>	$\nu$	<b>5</b>

#### b) Caractéristiques de 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 épaisseur égale à 0,5 m, en raison de la condition de rigidité ( $0,2B \leq e \leq 0,5B$ ), où e : épaisseur de la fondation et B c'est sa largeur.

### 3.1.4. Génération du Maillage

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu « Mesh » sur « very fine » et on le raffine localement sur la partie au-dessous de la semelle (figure 3.5).



**Figure 3.2 :** Maillage avant le calcul.

### 3.1.5. Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initial 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) [12] [13] [14].

## Chapitre 03 : Etude numérique

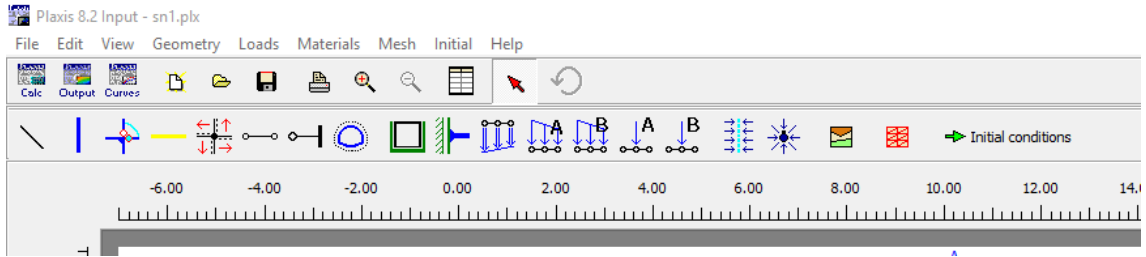


Figure 3.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0.

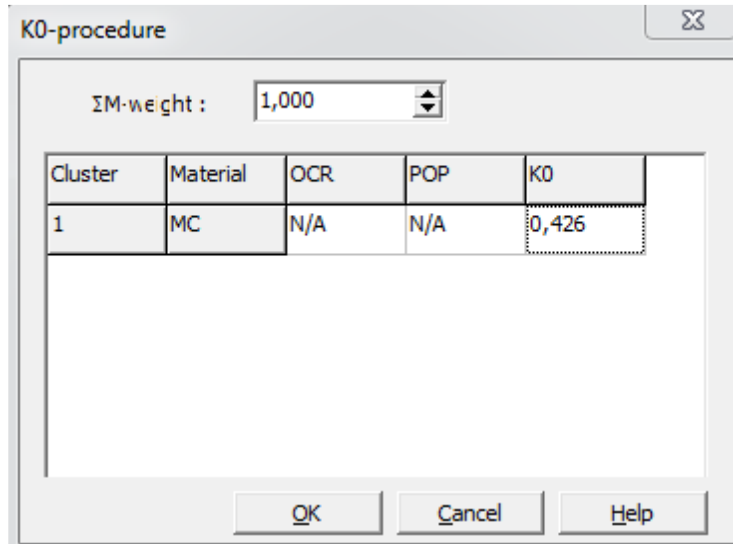


Figure 3.4 : Choix de K0.

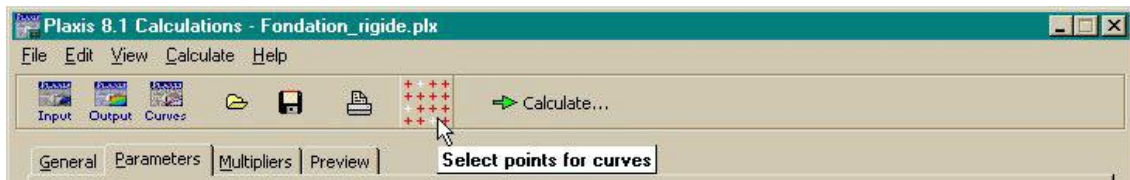


Figure 3.5 : Définition des points 'importants'.

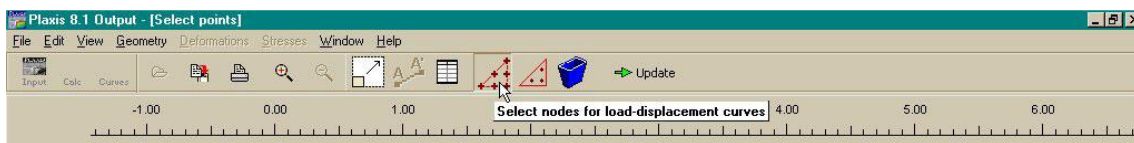


Figure 3.6 : Définition des points pour suivre les déplacements.

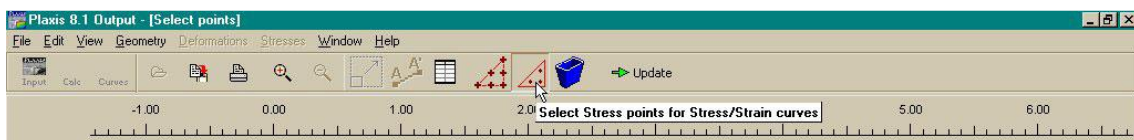


Figure 3.7 : Définition des points pour suivre les contraintes.

### 3.1.6. Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. On a choisi un calcul plastique (figure 3.11).

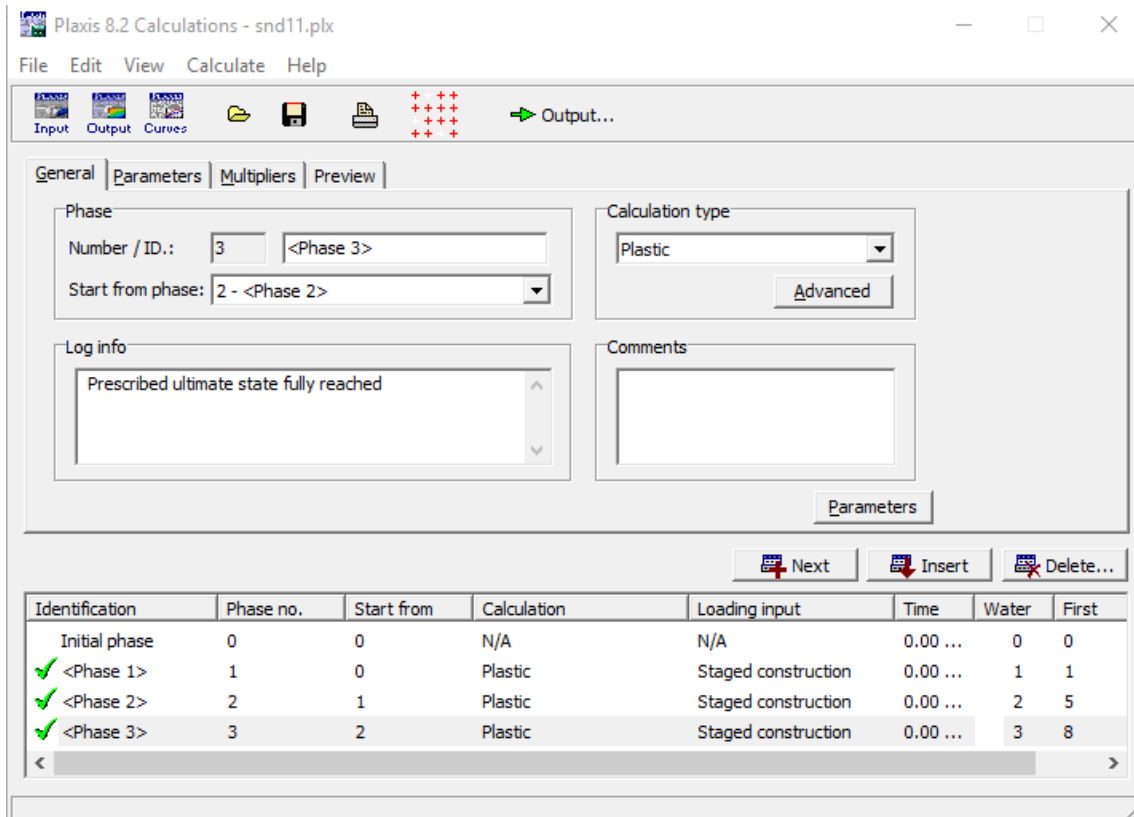


Figure 3.8 : Menu général de calcul.

#### a) 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.

#### b) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou les déplacements. Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir des points de déplacement et des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation. [12] [13] [14]

c) Calcul :

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul (figure 3.12).

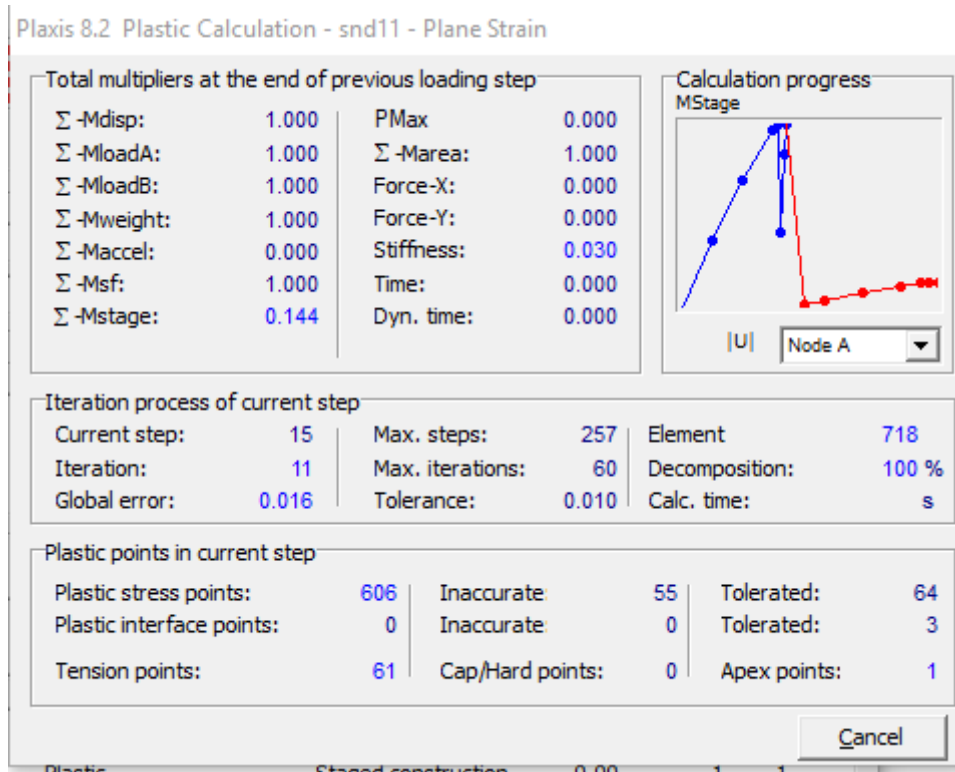


Figure 3.9 : Fenêtre d'évolution de calcul.

### 3.1.7. Fondation sur surface horizontale

Pour une fondation filante reposée sur un sol pulvérulent, établie sur une surface horizontale, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

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

Où

$N_\gamma$  : facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale.

### 3.1.8. Application numérique

#### 1) Charge sur terrain plat

$$q_u = \frac{F}{S} + \frac{\gamma_B h}{S}$$

Avec :

$q_u$  : La charge verticale sur la surface plane ;

F : la charge vertical appliquée sur la semelle ;  $F=352 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{\text{Semelle}}$  : Poids volumique de la semelle;  $\gamma_{\text{semelle}}=25 \text{ kN/m}^3$

B : largeurs de fondation ;  $B=1\text{m}$

⇒

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

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

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

On donne ( $\varphi = 35^\circ$ )

### 2.1) Terzaghi

$$N_\gamma = 45.41 \text{ kN/m}^3$$

$$N_c = 57.75 \text{ kN/m}^3$$

$$N_q = 41.44 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{u_{\text{terzaghi}}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_{u_{\text{terzaghi}}} = \frac{1}{2} * 16 * 1 * 45.41 + 0.1 * 57.75 + 16 * 0.15 * 41.44$$

$$q_{u_{\text{terzaghi}}} = 468.511 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2) Hansan

$$N_\gamma = 33.9 \text{ kN/m}^3$$

$$N_c = 46.12 \text{ kN/m}^3$$

$$N_q = 33.30 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{u_{\text{Hansan}}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_{u_{\text{Hansan}}} = \frac{1}{2} * 16 * 1 * 33.9 + 0.1 * 46.12 + 16 * 0.15 * 33.30$$

$$q_{u_{\text{Hansan}}} = 355.732 \text{ kN/m}^2$$

### 2.3) Meyerhof

$$N_\gamma = 37.15 \text{ kN/m}^3$$

$$N_c = 46.12 \text{ kN/m}^3$$

$$N_q = 33.30 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{u_{Mayerhof}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_{u_{Mayerhof}} = \frac{1}{2} * 16 * 1 * 37.15 + 0.1 * 46.12 + 16 * 0.15 * 33.30$$

$$q_{u_{Mayerhof}} = 381.732 \text{ kN/m}^2$$

### 3) 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.

## 3.2. 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.

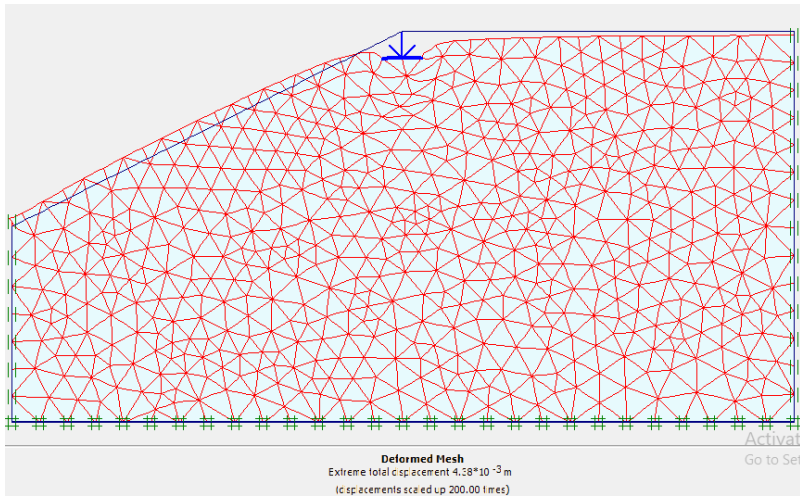


Figure 3.10 : Déformation de maillage pente 1/2.

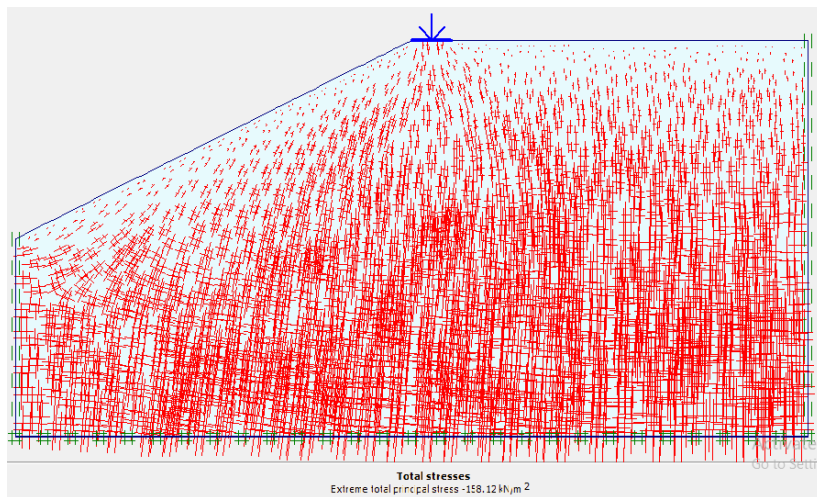
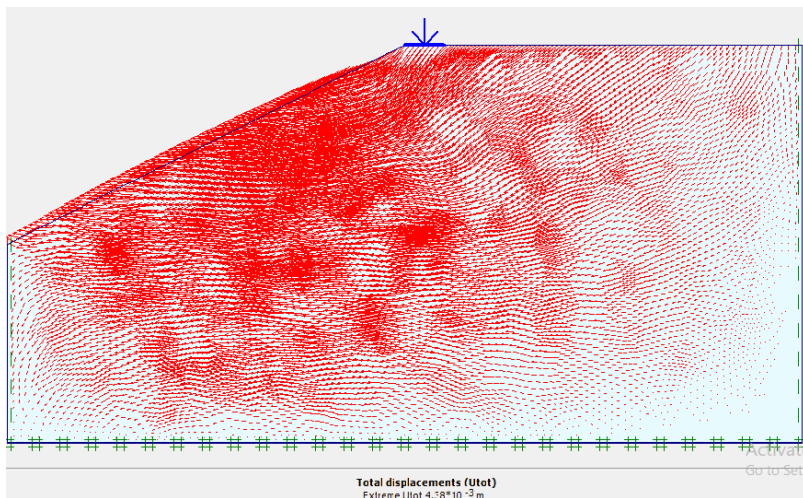
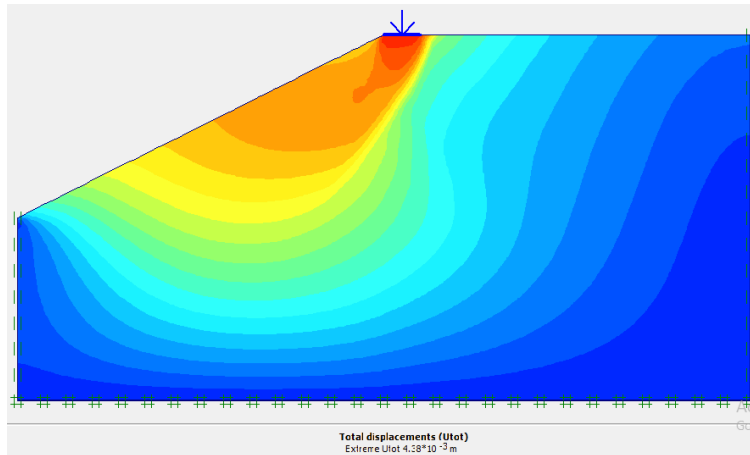
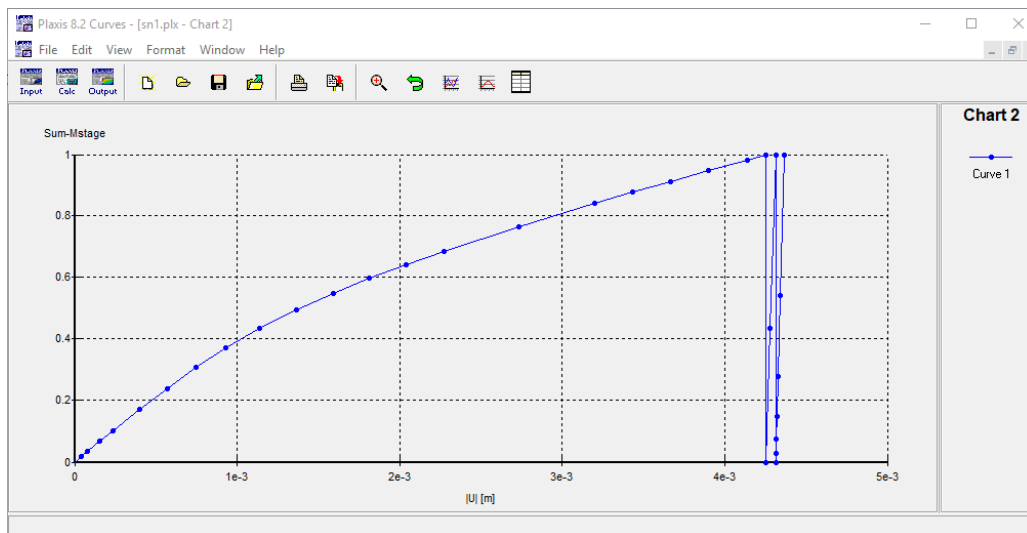


Figure 3.11 : Contraintes totales aux points choisis précédemment de la charge au bord d'une pente (1/2).





**Figure 3.12 :** Déplacements et contraintes après déformation, charge au bord d'une pente (1/2).



**Figure 3.13 :** Courbes déplacement en fonction du temps pour le point A.

### 3.3. L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle

#### 1) Sur terrain plat

##### a) Comparaison

➤ Notez que la valeur la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée est la plus grande valeur comparée aux valeurs de l'excentricité sur la droite et la gauche.

➤ Les valeurs de la capacité portante son données pour les excentricités de la charge (à droite et à gauche) : 0,  $B/12$ ,  $B/9$ ,  $B/6$ .

Presque égale aux valeurs à droite et à gauche respectivement et moins que valeur résultant de la charge vertical centre.

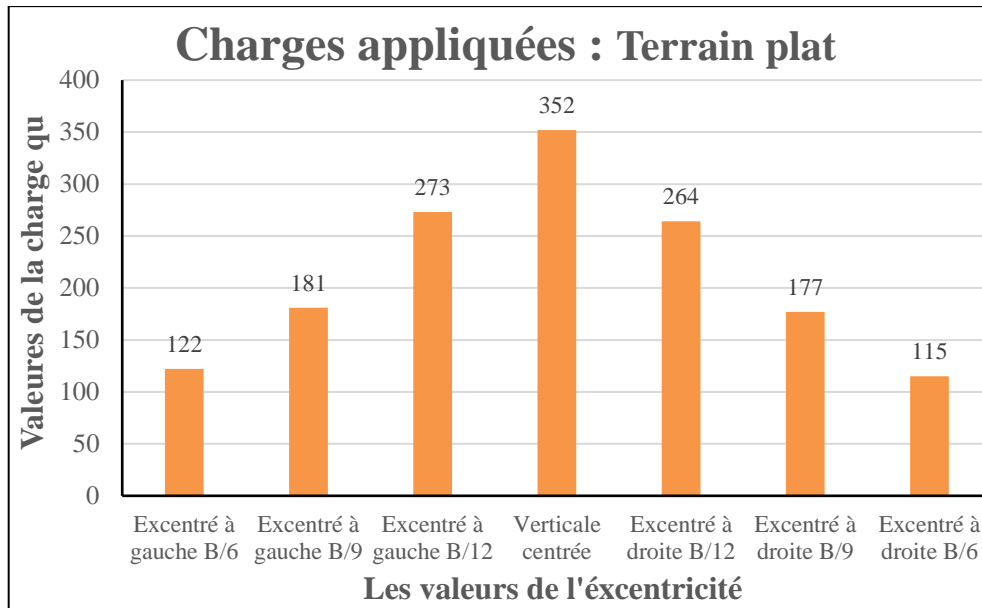


Figure 3.14: Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas terrain plat.

## 2) Au bord d'une pente

### 2.1 Pente 1/4

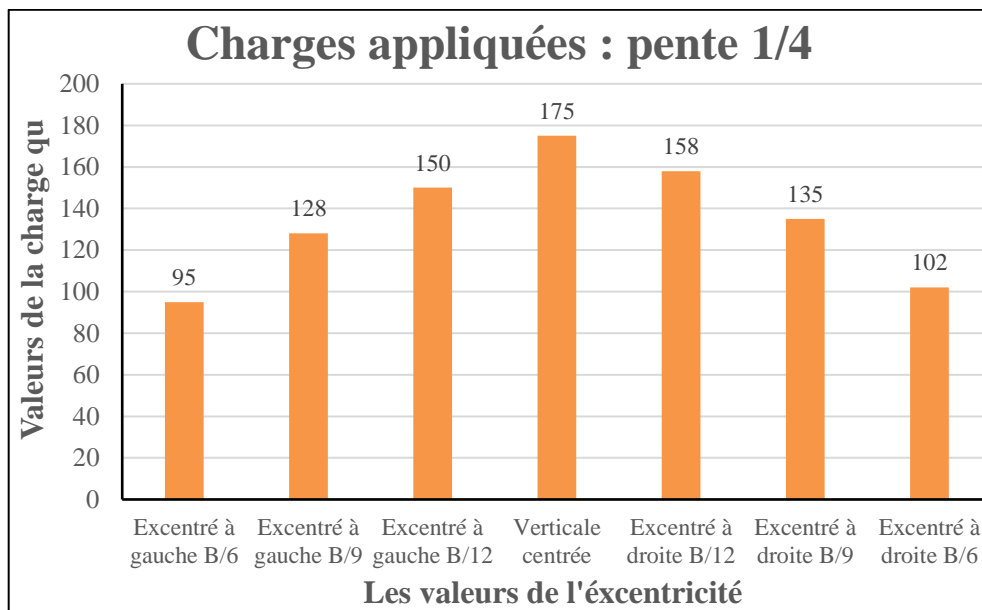
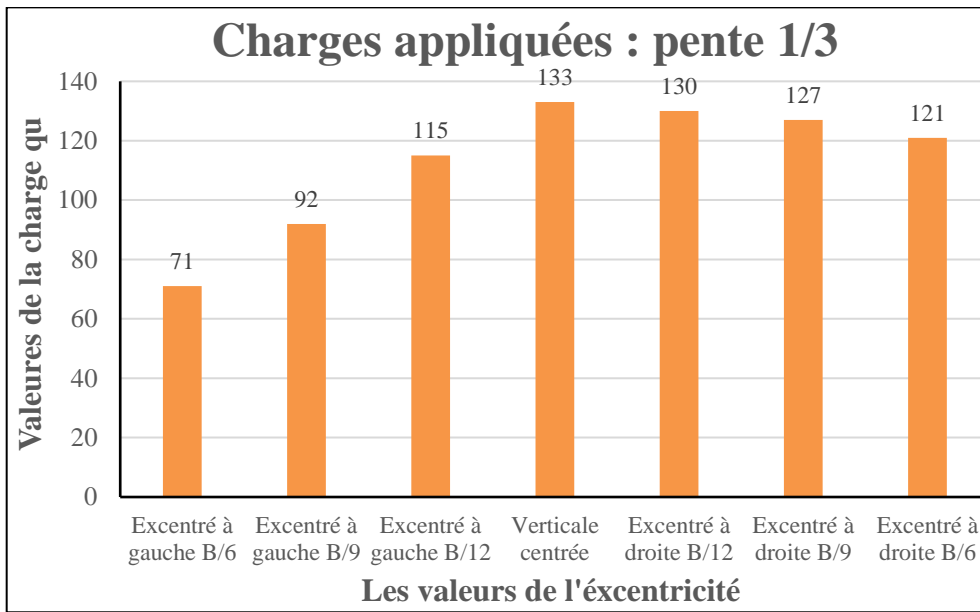


Figure 3.15: Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/4.

#### 2.3.1. Remarque

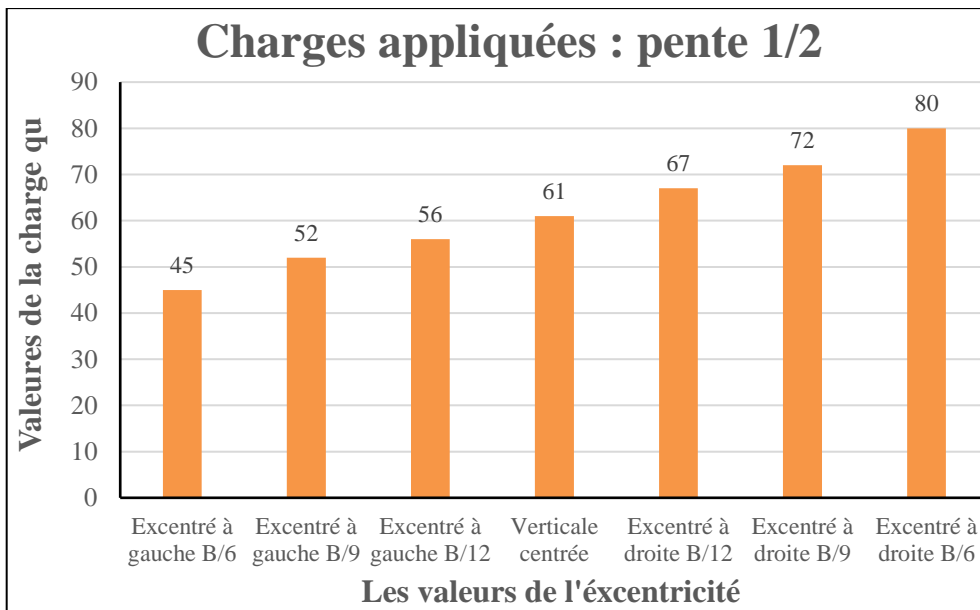
- La valeur de la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée est la plus grande.
- Les valeurs de la capacité portante dans le cas des charges excentrées droite (B6), moins les valeurs de l'excentricité à gauches (B/6).

**2.3. Pente 1/3**



**Figure 3.16 :** Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/3.

**2.4. Pente 1/2**



**Figure 3.17 :** Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2.

**2.4.1 Remarque (pente 1/3 et pente 1/2)**

L'augmentation de la pente exerce une influence sur la capacité portante. On voit que l'augmentation de la pente diminue la capacité portante. Notez que

l'excentricité à droite donne des valeurs plus importantes par rapport à celles qui sont obtenues au centre et à gauche.

### 3.6. Conclusion

Cette étude numérique en utilisant le code PLAXIS (V8) permet de connaître l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente. L'analyse de cette étude à permet de conclure les résultats suivants :

✓ L'excentricité de la charge affecte négativement sur la capacité portante et donc la stabilité de la fondation.

✓ Avoir un effet de l'excentricité plus grand surtout dans le cas des charges dans le côté de la pente.

### 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 ou à un chargement excentré. 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.

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 excentré et reposant sur un sol pulvérulent, en faisant varier l'excentricité de la charge et les valeurs de l'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'excentricité dans le côté de la pente.

## Bibliographie

- [1] DTU 13.12 (1988). *Règles pour le calcul des fondations superficielles*. Ed. CSTB. Paris.
- [2] Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- [3] Frank, R. (1999). *Fondations superficielles*. Ed. Techniques Ingénieur.
- [4] 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.
- [5] Prandtl, L. (1920). *Über die härte plastischer körper*. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, 1920, 74-85.
- [6] Rankine, W. J. M. (1857). *II. On the stability of loose earth*. Philosophical transactions of the Royal Society of London, (147), 9-27.
- [7] Meyerhof, G. G. (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian geotechnical journal, 1(1), 16-26.
- [8] Hansen, J. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*. Danish Geotech. Institute, Bulletin, 28, 5-11.
- [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] Brinkgereve, R. B. J., & Vermeer, P. A. (2003). *PLAXIS version 8, scientific manual*. DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- [11] Laboratoire 3S et Terrasol (2004). *Formation PLAXIS : Quelques points importants, Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique*. Paris 17-19 novembre 2004.
- [12] 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.
- [13] Lahmadi, A. (2006). *Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : Tunnel – Bâtiment – Excavation*. Mémoire de Magister. Université de Batna.
- [14] Lahmadi, A., Abbeche, K., Zeghichi, L., (2011). *Analyse numérique de l'influence des paramètres géotechniques et de modélisation sur le comportement d'une paroi moulée tirantée*. Actes de la 2ème Conférence Internationale sur le Calcul

## Conclusion Générale

---

Numérique en Géotechnique (NUCGE 2011), USTHB Alger. 20 et 21 novembre 2011. pp. 205-210.