

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

**MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

*Thème :*

**Calcul numérique de la capacité portante sismique d'une fondation filante**

**Domaine : Sciences et Technique**

**Spécialité :**

**GENIE CIVIL**

**OPTION**

**GEOTECHNIQUE**

**Par**

**Noms, Prénoms des Etudiants (es)**

**1/ Touati Salma**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : Pr-SBARTAI BADREDDINE., PR, GENIE CIVIL, U B M ANNABA**

**DEVANT LE JURY**

**PRESIDENT : CHELGHOUM NOUREDDINE**

**EXAMINATEURS : HACEN CHAUCHE ABDELMADJID**

# *Remerciements*

Je remercie avant tout mon dieu qui m'a donné la force, la volonté, le courage et la patience pour terminer ce travail de fin d'étude.

Je veux exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur **Pr.Sbartai Badreddine**, qui m'a donné la possibilité de faire un mémoire sur un sujet très intéressant, merci à vous pour l'orientation et les conseils qu'ils m'ont prodigués.

Je voudrais également remercier les membres du jury, pour avoir accepté d'évaluer ce travail, et pour les remarques et les conseils.

Je remercie, tous les enseignants de département de Génie Civil de l'Université Badji Mokhtar Annaba.

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

# *Dédicace*

Je dédie ce travail

A mon père, qui m'a toujours encouragé, tu m'a pleinement soutenu par tous les moyens, tu as tout mis à ma disposition je n'ai jamais manqué de rien ...tu es toujours là quand j'ai besoin de toi ... rien ne saurait exprimer l'estime, le respect et l'amour que j'ai pour toi.

A ma mère, je te remercie, tu m'a toujours aidée à surmonter les difficultés par tes grandes bénédictions, ton soutien, ta confiance et surtout ton amour pour moi qui me donne tous les jours la force et le courage de prendre la vie du bon côté, et de toujours voir la réalité de façon positive.

A mes chers grands-parents que Dieu vous guérisse et vous accorde longévité et santé.

A mes chères sœurs et frères « Imene » « Djihene » « Rihem » « Ali » et « Islem » que Dieu vous garde, vous protège et nous donne une longue vie pleine de réussite.

A mon fiancé « Mohamed » merci pour votre encouragement.

A toute la famille et spécialement ma cousine « Bochra » et mon cousin « Hamza ».

A tous mes chers amis et collègues de l'université et de la société CITIC et spécialement : Amal, Khadidja, Tanton Toufik, Sofiane, Aicha et Asma.

---

**Thèse soumise pour l'obtention du diplôme de Master en Mécanique des sols et géotechnique**

**Par: Touati Salma ;**

**Sous la direction de:**

**Pr Badreddine SBARTAI**

**RESUME**

La capacité portante sous chargement sismiques des fondations superficielles, se pose comme un problème très important dans le domaine de génie civil, et spécialement dans la géotechnique.

Le besoin d'étudier le comportement sismique des fondations superficielles, et le désir de progresser vers la prise en compte d'un critère de performance dans leur conception, comme il est suggéré par le titre de mémoire.

L'objectif de ce travail est de présenter une étude de la capacité portante d'une fondations superficielle sous chargement sismiques avec une variation de certain nombre de paramètres tels que : largeur de la fondation, épaisseur de la couche et le type de sol, en utilisant deux méthodes de calcul, la méthode de l'équilibre limite due à Badhu et Al-Karni et d'autre part la méthode des éléments finis à travers le logiciel (PLAXIS).

Mots clés : Capacité portanté, Fondation superficielle, Séisme, Modélisation numérique, Plaxis.

---

---

**Thesis submitted for the degree of Master of Engineering in SoilMechanics**

**By: Touati Salma**

**Under the supervision:**

**Pr Badreddine SBARTAI**

**ABSTRACT**

The bearing capacity in the presence of seismic loading of shallow foundations, is one of the very important problems in the civil engineering, especially in the geotechnical engineering.

The need of studying the seismic behavior of shallow foundations, and the desire of progressing to the taking into account of a performance criterion, as suggested in the title of this project.

The objective of this work, is the analysis of the bearing capacity of the shallow foundations under seismic loadings with variation of certain number of parameters such as: the width of the foundation, the thickness of the layer and the type of soil, using two methods: The limit equilibrium method of Badhu and Al-Karni and finally using the software (PLAXIS).

**Key words:** Bearing capacity, Shallow foundations, Earthquake, Numerical modeling, Plaxis.

## مذكرة مقدمة للحصول على درجة الماجستير في ميكانيكية التربة والجيوتقنية

من قبل: تواتي سلمى

تحت إشراف:

الأستاذ زبرطعي بدر الدين

### ملخص

قوة تحمل الاساسات تحت تأثير حمولات زلزالية يمثل مشكل حقيقي مطروح في مجال الهندسة المدنية عموما وفي مجال الجيوتقني خصوصا.

الحاجة لدراسة الهيئة الزلزالية للاساسات السطحية هو الوصول الى الاخذ بعين الاعتبار مقياس الدقة اثناء انشائهم عنوان هذه المذكرة يمثل محور بحث طو هدف ليس فقط ميكانيكي.

الهدف من هذا العمل هو دراسة قدرة تحمل الاساسات السطحية تحت تاثير الزلزال مع القيام بتغيير عرض الاساس ثم سمك الطبقة و نوع التربة باستعمال طريقتين للحساب طريقة التوازن الحدي لبادهو و القرني و طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج البلاكسيس.

**الكلمات المفتاحية:** قدرة التحمل, الاساسات السطحية, الزلزال, النمذجة الرقمية, بلاكسيس.

# SOMMAIRE

-1.1. Généralités sur les fondations superficielles.....	1
-Chapitre 1 : Généralités sur les fondations superficielles .....	3
1.1.1. Introduction.....	3
1.2. Les différents types des fondations.....	3
1.3. Fonctionnement des semelles superficielle.....	6
1.4. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle.....	7
1.4.1. Rupture par cisaillement générale.....	8
1.4.2. Rupture par cisaillement local.....	8
1.4.3. Rupture par poinçonnement.....	8
1.5. Origine des séismes.....	9
1.5.1. Les ondes sismiques.....	10
1.5.2. Les différents types des ondes sismiques.....	10
1.6. Généralité sur la capacité portante des fondations superficielle.....	12
-Chapitre 2 : Méthodes de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle.....	14
2.1 Introduction.....	14
2.2. Calcul de la capacité portante statique.....	14
2.2.1. Méthode de Terzaghi.....	14
2.2.2. Méthode de Meyherof.....	15
2.2.3. Méthode de Brinch Hansen.....	18
2.2.4. Méthode de Vesic.....	21
2.3. Calcul de la capacité portante sismique.....	25
2.3.1. Méthode d'équilibre limite.....	26
2.3.2. Méthode d'analyse limite.....	29
2.3.3. Méthode numérique.....	30
-Chapitre 3 : Lois de comportements et modélisation des sols .....	32
3.1 Introduction.....	32
3.2. La méthode des éléments finis.....	32

3.3. Présentation de PLAXIS.....	32
3.3.1. Description de code de calcul PLAXIS.....	33
3.3.2 Les points forts de PLAXIS.....	33
3.4. Modélisation de comportement sismique des sols.....	34
3.4.1. Généralité sur le comportement sismique des sols.....	34
3.5. Les lois de comportements utilisés dans PLAXIS.....	34
3.5.1. Introduction.....	34
3.5.2. Comportement élasto-plastique.....	35
3.5.3. Modèle élastique linéaire.....	36
3.5.4. Modèle de Mohr-Coulomb.....	37
3.5.5. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	40
3.5.6. <i>Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)</i> .....	42
3.5.7. Modèle pour sol mous avec effet du temps « Soft Soil Creep Model ».....	45
-Chapitre 4 : Etude numérique de la capacité portante sismique d'une fondation filante.....	47
4.1. Introduction.....	47
4.2. Modélisation par élément finis (plaxis 2D).....	47
4.2.1. Cas d'un sol homogène.....	47
4.2.2. Cas d'un sol homogène avec une variation de l'épaisseur de la couche.....	54
4.2.3. Cas d'un sol homogène avec une variation de la largeur de la fondation.....	57
4.2.4. Cas d'un sol bicouche (Sable lâche + Marne).....	60
4.2.5. Cas d'un sable lâche.....	65
4.3. <i>Calcul analytique de la capacité portante sous chargement sismique</i> .....	66
4.3.1. Exemple de calcul « premier cas ».....	66
4.2.4. Cas d'un sol bicouche (Sable lâche + Marne).....	66
4.4. <i>Comparaison entre les deux méthodes</i> .....	69



-Conclusion générale .....	70
-Références.....	71

Liste des figures

<b>Chapitre 1</b>		<b>Page</b>
<b>Figure 1.1</b>	fondation filante.	4
<b>Figure 1.2</b>	fondation isolée.	4
<b>Figure 1.3</b>	les radiers.	5
<b>Figure 1.4</b>	différents types des fondations.	6
<b>Figure 1.5</b>	courbe de chargement d'une fondation superficielle.	7
<b>Figure 1.6</b>	Mécanisme de rupture dans le sol (a) mécanisme de cisaillement général ; (b) mécanisme de cisaillement local ; (c) mécanisme de rupture par poinçonnement	9
<b>Figure 1.7</b>	principe de propagation des ondes	10
<b>Figure 1.8</b>	schéma de propagation des ondes de volume (P et S) et de surface (R et L)	11
<b>Chapitre 2</b>		<b>Page</b>
<b>Figure 2.1</b>	Ligne de glissement de Prandtl.	1
<b>Figure 2.2</b>	exemple de charge appliquée sur une fondation superficielle.	26
<b>Chapitre 3</b>		<b>Page</b>
<b>Figure 3.1</b>	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	35
<b>Figure 3.2</b>	comportement élastique-parfaitement plastique.	36
<b>Figure 3.3</b>	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	36
<b>Figure 3.4</b>	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	37
<b>Figure 3.5</b>	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$ .	38
<b>Figure 3.6</b>	Représentation de Harding Soil Model.	41
<b>Figure 3.7</b>	Définition du module œdométrique tangent.	41
<b>Figure 3.8</b>	surface de charge elliptique.	44
<b>Figure 3.9</b>	Effet du temps sur les essais œdométriques.	46
<b>Chapitre 4</b>		<b>Page</b>
<b>Figure 4.1</b>	Définition de la géométrie du modèle.	47
<b>Figure 4.2</b>	Caractéristique du sol.	49
<b>Figure 4.3</b>	Caractéristique de la fondation	49
<b>Figure 4.4</b>	Génération du maillage	50
<b>Figure 4.5</b>	Valeur par défaut du module $K_0$ selon la formule de Jacky.	50

Liste des figures

<b>Figure 4.6</b>	Les contraintes initiales	51
<b>Figure 4.7</b>	phase de calcul	51
<b>Figure 4.8</b>	déplacement total	51
<b>Figure 4.9</b>	déplacement horizontale	52
<b>Figure 4.10</b>	déplacement verticale	52
<b>Figure 4.11</b>	Contraintes effectives	52
<b>Figure 4.12</b>	Contraintes totale	52
<b>Figure 4.13</b>	Variation de la capacité portante en fonction de $\delta_h$	53
<b>Figure 4.14</b>	Variation de la capacité portante en fonction de l'angle d'inclinaison $\mu$ .	54
<b>Figure 4.15</b>	Définition de la géométrie du modèle avec la variation de l'épaisseur.	54
<b>Figure 4.16</b>	Génération du maillage	55
<b>Figure 4.17</b>	déplacement total	55
<b>Figure 4.18</b>	déplacement horizontale	55
<b>Figure 4.19</b>	déplacement verticale	56
<b>Figure 4.20</b>	Contraintes effectives	56
<b>Figure 4.21</b>	Calcul de la capacité portante en fonction de la hauteur	57
<b>Figure 4.22</b>	Définition de la géométrie du modèle avec variation de largeur de la fondation	57
<b>Figure 4.23</b>	Génération du maillage	58
<b>Figure 4.24</b>	déplacement totale	58
<b>Figure 4.25</b>	déplacement horizontale	58
<b>Figure 4.26</b>	déplacement verticale	58
<b>Figure 4.27</b>	Contraintes effectives	59
<b>Figure 4.28</b>	Calcul de la capacité portante en fonction de la largeur avec une variation du coefficient sismique horizontale.	59
<b>Figure 4.29</b>	Définition de la géométrie du modèle.	60
<b>Figure 4.30</b>	Caractéristique du « Sable »	61
<b>Figure 4.31</b>	Caractéristique du « Marne »	61
<b>Figure 4.32</b>	Génération du Maillage	62
<b>Figure 4.33</b>	Déplacement totale	62
<b>Figure 4.34</b>	Déplacement horizontale	62
<b>Figure 4.35</b>	Déplacement Verticale	63
<b>Figure 4.36</b>	Contraintes effectives	63
<b>Figure 4.37</b>	Variation de la capacité portante en fonction de $\delta_h$ .	64

## Liste des figures

---

<b>Figure 4.38</b>	Variation de la capacité portante en fonction de $\mu$ .	64
<b>Figure 4.39</b>	définition du modèle.	65
<b>Figure 4.40</b>	(a) déplacement total, (b) déplacement horizontale, (c) déplacement verticale.	65
<b>Figure 4.41</b>	Contrainte effective.	66
<b>Figure 4.42</b>	Variation de la capacité portante en fonction de $\delta_h$ .	68
<b>Figure 4.43</b>	Variation de la capacité portante en fonction de $\mu$ .	68

Liste des Tableaux

<b>Chapitre 2</b>		<b>Page</b>
<b>Tableau 2.1</b>	facteurs de capacité portante, Chowdhury et Dasgupta (2009)	23
<b>Tableau 2.2</b>	Facteur de capacité portante $N\gamma$	25
<b>Tableau 2.3</b>	Les différentes valeurs de $\gamma_{rd}$ dépendent de type de sol	29
<b>Chapitre 3</b>		<b>Page</b>
<b>Tableau 3.1</b>	Valeurs du paramètre de compressibilité et de gonflement	43
<b>Chapitre 4</b>		<b>Page</b>
<b>Tableau 4.1</b>	Coordonnées des points.	48
<b>Tableau 4.2</b>	Caractéristique du sol.	48
<b>Tableau 4.3</b>	Caractéristique de la fondation	49
<b>Tableau 4.4</b>	Les valeurs de la capacité portante en fonction de $\delta_h$ et $\mu$	53
<b>Tableau 4.5</b>	Calcul de la capacité portante en fonction de la hauteur	56
<b>Tableau 4.6</b>	Calcul de la capacité portante en fonction de la largeur de la fondation.	59
<b>Tableau 4.7</b>	Coordonnées des points.	60
<b>Tableau 4.8</b>	Caractéristique du sol.	61
<b>Tableau 4.9</b>	Les valeurs de la capacité portante en fonction de $\delta_h$ et $\mu$	63
<b>Tableau 4.10</b>	Les valeurs de la capacité portante en fonction de $\delta_h$ et $\mu$	66
<b>Tableau 4.11</b>	Valeurs des coefficients d'inclinaison dépendent de l'angle $\mu$ .	67
<b>Tableau 4.12</b>	Les valeurs des coefficients sismiques dépendent de $\delta_h$ et $\delta_v$ .	68
<b>Tableau 4.13</b>	Les valeurs de la capacité portante dépendent de $\delta_h$ et $\mu$ .	68

## Introduction générale

La capacité portante d'une fondation superficielle filante sous chargement sismique a toujours été l'un des sujets les plus importants à traiter en géotechnique. Il existe dans la littérature développée plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante sous un chargement sismique.

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Prandtl (1921) et Reissner (1924) (Meyerhof, 1961), (Brinch Hansen, 1970), (Vesic, 1973), Chen (1975), Richards et al, Badhu et Elkarni (1993), modifiées plus tard afin de les adopter à d'autres conditions comme par exemple la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la charge,.....etc.

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de l'analyse numérique pour le calcul de l'effet de l'inclinaison de la charge sismique sur la capacité portante d'une fondation superficielle filante. L'étude a été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D V.8.6 ou le sol a été modélisé avec la loi de comportement de Mohr-Coulomb, après une comparaison avec la méthode analytique de Badhu et El-karni (1993). Ce mémoire est structuré comme suit :

- Dans *le premier chapitre*, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement, les différents mécanismes de rupture et la présentation des différents types des ondes sismique.
- *Le deuxième chapitre*, présente les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. On rappelle brièvement les méthodes les plus utilisées à savoir la méthode de l'équilibre limite qui est la plus classique de toutes les méthodes, la méthode d'analyse limite, et la méthode des éléments finis, en plus de les théories de calcul de la capacité portante à savoir Terzaghi (1943), Meyerhof (1961), Brinch Hansen (1970).

- ***Le troisième chapitre***, comporte les lois de comportement et modélisation des sols. Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers, dans ce mémoire en utilise la loi de comportement de Mohr-Coulomb.
- ***Le quatrième chapitre***, présente la contribution effectuée qui s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante sismique d'une fondation, en utilisant le code de calcul Plaxis 2D.V8.6, puis un calcul analytique pour faire une comparaison entre les deux méthodes.

**Chapitre 1**  
**Généralités sur les fondations**  
**superficielles.**



## **1.1. Généralités sur les fondations superficielles**

### **1.1.1. Introduction**

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

Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

Dans ce chapitre, on représente les différents types des fondations, le mode de rupture, les ondes sismiques et généralité sur le calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

## **1.2. Les différents types des fondations**

### **1.2.1. Les fondations superficielles**

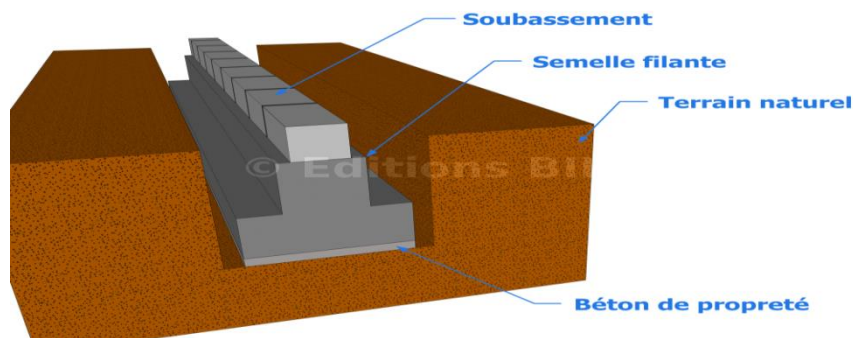
La fondation superficielle, appelée aussi fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface, elle est utilisée sur un terrain de bon qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante, c'est le type des fondations le plus courant. Suivant la résistance du terrain, et l'importance de la structure on choisit le type de fondation superficielle.

On distingue 3 types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers (dallages).

**a- les fondations filantes :**

Les fondations filantes sont généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$  pour fixer les idées).

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

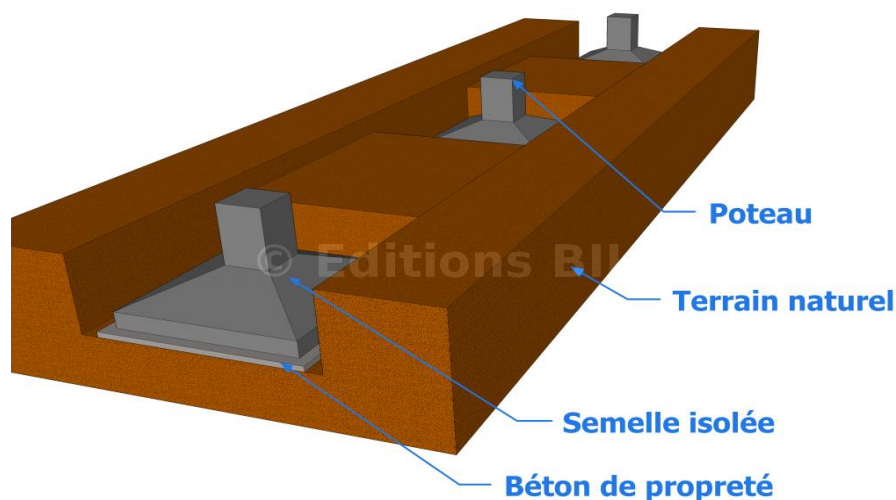


**Figure 1.1 :** fondation filante.

**b- les fondations isolées :**

Les fondations isolées présentant une géométrie proche du carré (ou du rond), 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 circulaire de diamètre  $B$ .

Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).



**Figure 1.2 :** fondation isolée.

### c- Les radiers (les dalles) :

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

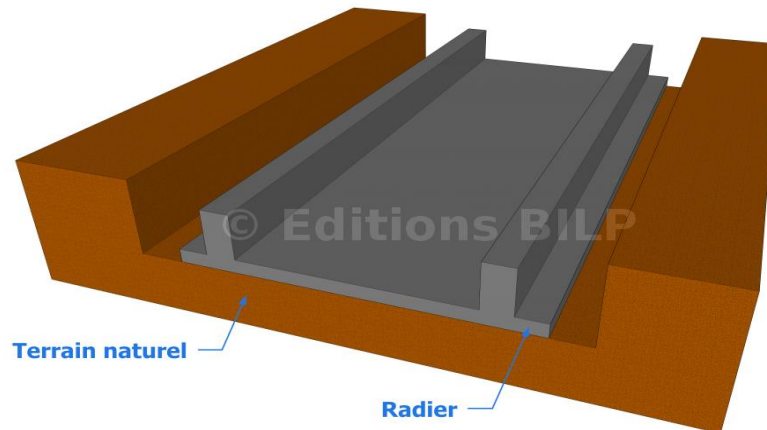


Figure 1.3 : les radiers.

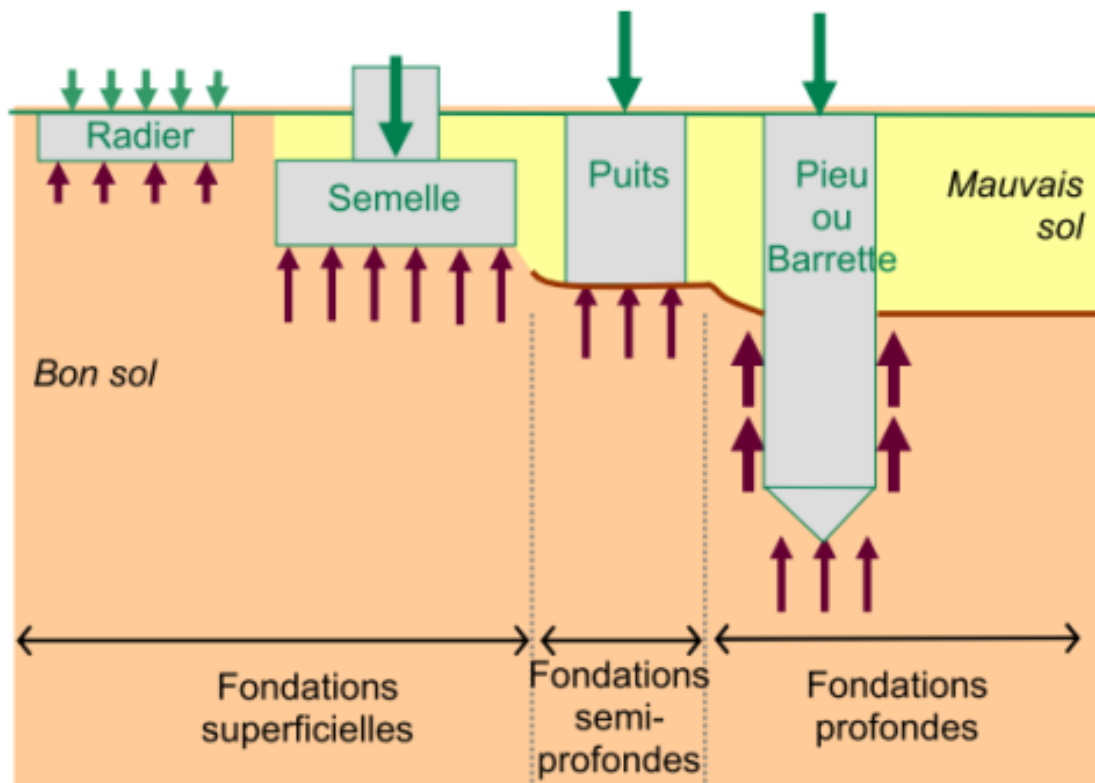
### 1.2.2. Les fondations semi-profondes

Dans le cas de la fondation semi-profonde, la fondation se trouve au-dessus de cette profondeur critique, et le frottement latéral n'est plus prédominant dans la résistance au tassement. Le dimensionnement se fait alors au cas par cas selon la méthode des fondations superficielles ou profondes. Ce type de fondation, atteignant généralement une profondeur comprise entre 3 et 6m, est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

### 1.2.3. Les fondations profondes

Ce type des fondations est utilisé lorsqu'il n'existe pas un bon sol, ou le bon sol est à une grande profondeur. Le principe est alors de reporter la charge sur le sol résistant par des points d'appuis séparés (puits ou pieux).

Si le bon sol se trouve à une profondeur très élevée, les pieux pourront se maintenir sans pour autant atteindre le bon sol à condition que le sol traversé offre une certaine possibilité de frottement latérale.



**Figure 1.4** : différents types des fondations.

### 1. 3. Fonctionnement des semelles superficielles

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur ou un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est-à-dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

Il faudra toujours assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol, elle déterminer grâce aux essais de reconnaissance de sol.

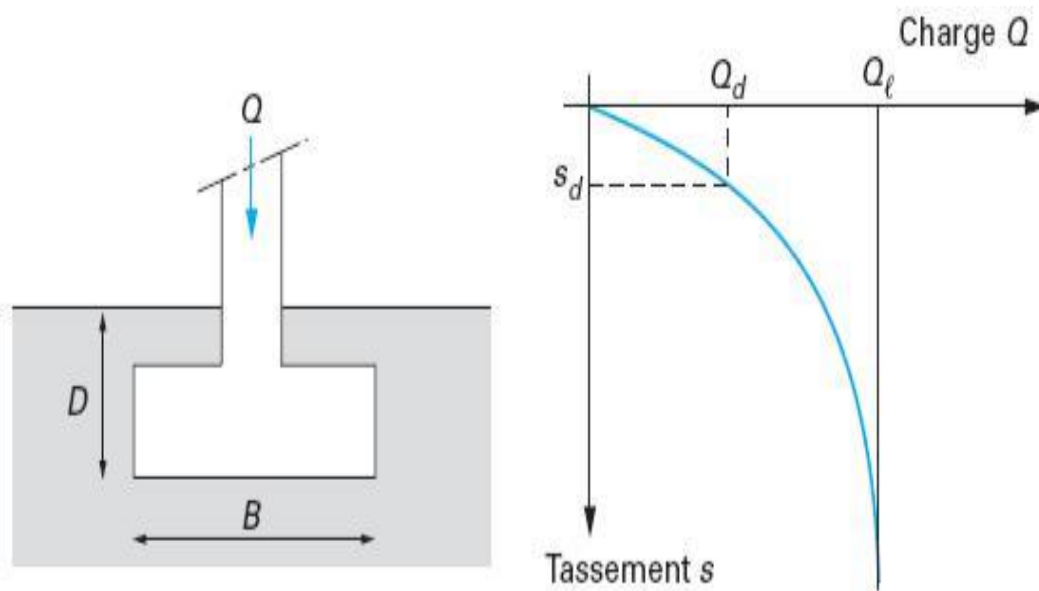
Donc la fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

- La capacité portante de la semelle de fondation ; le sol ne doit pas rompre ni tasser de façon inconsidérée sous la semelle.
- Les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation, la semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise.

#### 1.4. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

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 de la charge. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime  $Q_l$  pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime  $Q_l$ . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre.

Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).



**Figure 1.5 :** courbe de chargement d'une fondation superficielle.

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol :

- Un mécanisme de rupture par cisaillement générale.
- Un mécanisme de rupture par cisaillement locale.
- Un mécanisme de rupture par poinçonnement.

### **1.4.1. Rupture par cisaillement générale**

Ce mode de rupture est 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.

Dans des conditions de contrainte imposée, sous laquelle la plupart des fondations travaillent, la rupture est soudaine et catastrophique. Sauf si la structure empêche la rotation de la fondation, dans ce cas la rupture est accompagnée par un basculement de la semelle. Une tendance de refoulement du sol adjacent de la fondation sur les deux côtés peut être remarquée, mais l'effondrement final du sol prend place sur un seul côté. C'est le cas d'un sable dense.

### **1.4.2. Rupture par cisaillement local**

La fondation a un état de compacité intermédiaire, dans ce cas la forme de chemin de rupture est similaire à celle du cisaillement général ; la différence entre la rupture par cisaillement local et général est déterminer seulement au voisinage immédiat de la semelle et les lignes de glissement et n'atteignent pas la surface du sol. On peut observer un soulèvement de sol sur les deux côtés de la fondation mais après un tassement relativement important.

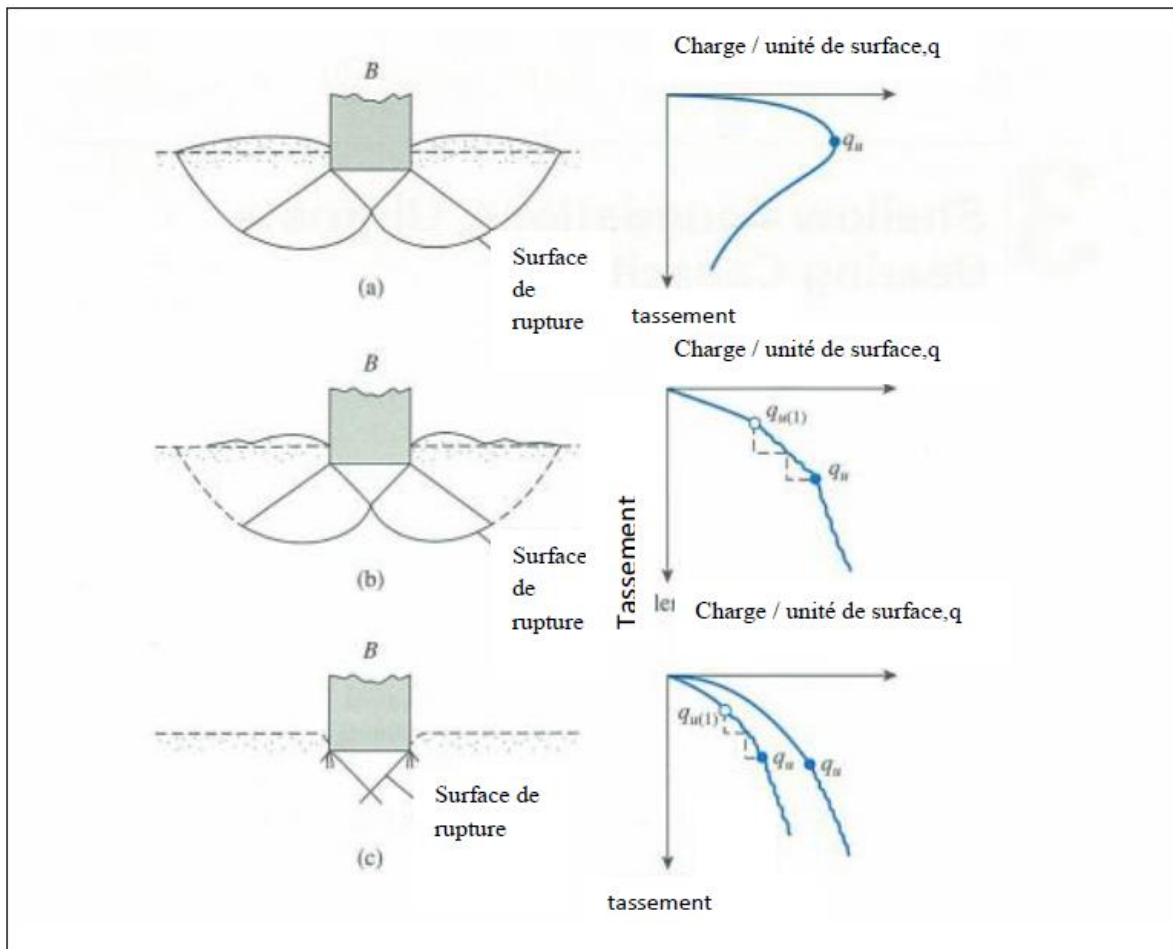
### **1.4.3. Rupture par poinçonnement**

Contrairement aux deux mécanismes de rupture précédents, dans ce mécanisme la fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation donc il y a ni surface de glissement ni un soulèvement de sol sur les deux côtés.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces suppressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (dans les conditions non drainées).

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrèrent ou compaction des grains selon les niveaux de contrainte atteints).

La charge de rupture peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus.



**Figure 1.6 :** Mécanisme de rupture dans le sol (a) mécanisme de cisaillement général ; (b) mécanisme de cisaillement local ; (c) mécanisme de rupture par poinçonnement Vesic, A.S,1973 [1]

### 1.5. Origine des séismes

La surface de la terre est recouverte de plaques qui s'encastrent les unes dans les autres (plaques tectoniques). Ces plaques sont constamment en mouvement. Ce mouvement est dû à la chaleur stockée à l'intérieur de la terre qui remonte à la surface en créant des courants de convection. Sous l'effet de ces courants, les roches magmatiques remontent et entraînent les plaques se situant au-dessus. Certaines plaques s'écartent, d'autres se rapprochent et glissent l'une sous l'autre ou entrent en collision.

Les séismes se produisent à l'endroit où les plaques subissent des mouvements de convergence (plaques se rapprochant) en bordure de ces plaques au niveau des failles.

Les séismes sont donc le résultat de la libération d'accumulation d'énergie due à la collision des plaques. Ces séismes possèdent un foyer sismique (ou hypocentre) et un épicentre. Le

Le foyer sismique se situe en profondeur à l'endroit où l'énergie accumulée a été libérée. L'épicentre est tout simplement le point en surface à la verticale exacte du foyer sismique.

Les séismes provoquent des ondes qui se propagent dans la roche et remontent jusqu'en surface. Ces ondes font onduler le sol et provoquent un tremblement de terre. [2]

### 1.5.1. Les ondes sismiques

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types.

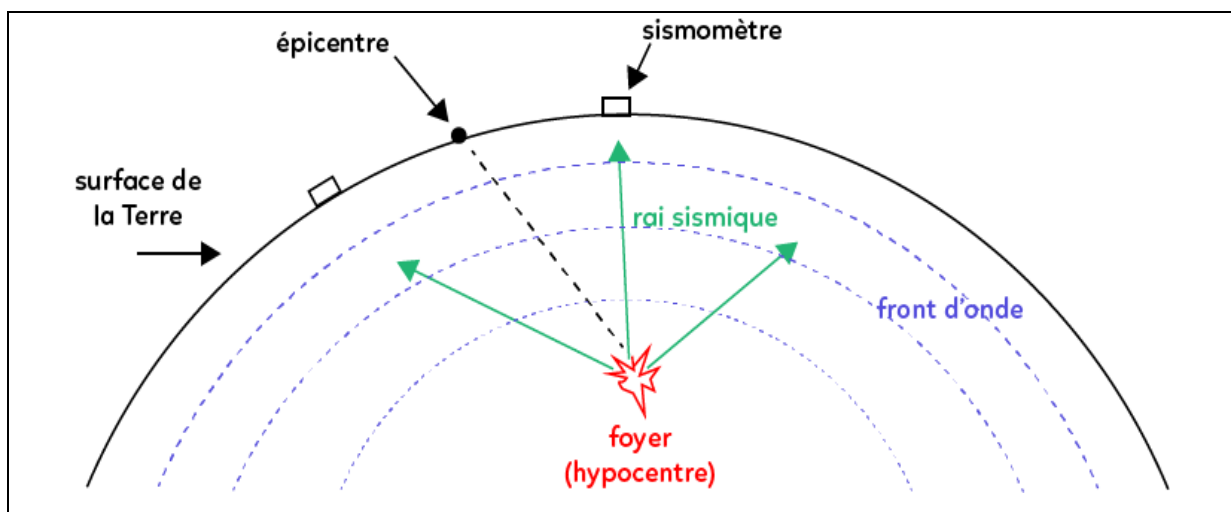


Figure 1.7 : principe de propagation des ondes

### 1.5.2. Les différents types des ondes sismiques

Lorsqu'il y a un séisme, des ondes sismiques sont envoyées dans toutes les directions. Il y a deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume (ondes P et S) et les ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh).

#### 1.5.2.1. Les ondes de volumes.

Il existe deux types d'ondes dites de volume :

##### a- Les ondes longitudinales ou primaires (P) :

Ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices.



### b- Les ondes transversales ou secondaires (S):

Ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

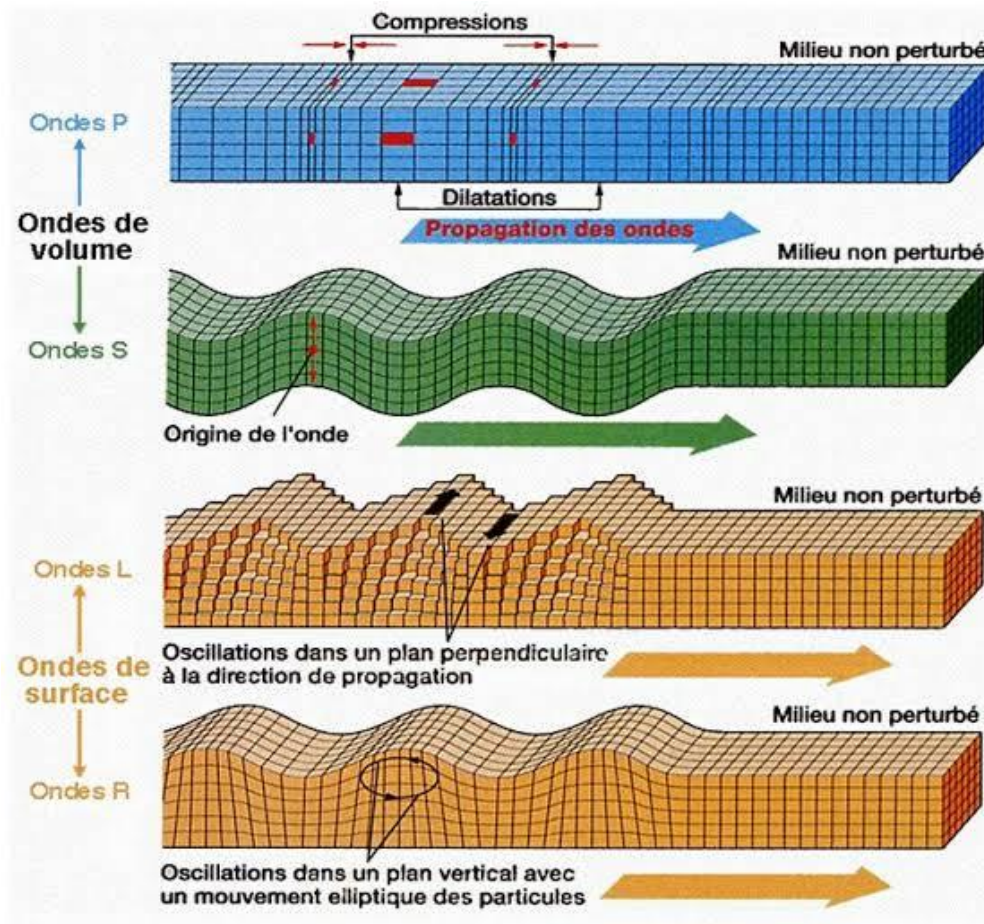
Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2 suivant le coefficient de Poisson.

#### 1.5.2.2. Les ondes de surfaces

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface qui sont de deux types :

a- **Les Ondes de Love (L)** : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

b- **Les ondes de Rayleigh (R)** : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.



**Figure 1.8** : schéma de propagation des ondes de volume (P et S) et de surface (R et L)

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

Les ondes de surface sont guidées par la surface de la terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais ont une amplitude plus grande et libèrent donc une plus grande énergie. [3]

Les ondes de Love ont un mouvement similaire aux ondes S, mais ce mouvement du sol provoqué est plus grand et a une plus grande amplitude car c'est une onde de surface. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui endommage surtout les fondations du bâtiment et c'est contre celles-ci que les fondations parasismiques doivent se prémunir. Ce sont ces ondes qui provoquent des fissures dans les routes ou trottoirs.

Les ondes de Rayleigh provoquent un mouvement à la fois horizontal et vertical, mais sont bien moins dangereuses pour les bâtiments, car son mouvement est relativement régulier et son énergie libérée plus faible. [3]

### **1.6. Généralité sur la capacité portante des fondations superficielles**

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais contrairement aux autres fondations (pieux, caissons...), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. On distingue plusieurs facteurs de la capacité portante des fondations superficielles, telle que :

- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol hétérogène, sol cohérent, sol cohérent et frottant, sol stratifié).
- Interaction sol-structure (contacte lisse ou rugueux).
- La forme de la fondation (carrée, circulaire, rectangulaire).
- Type de la charge appliquée (charge vertical centrée, excentrée, inclinée).
- L'inclinaison du sol (horizontal, incliné, au bord d'une pente...)
- L'influence de l'eau (présence d'une nappe phréatique à différentes profondeurs).

Les fondations superficielles sont considérées comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leur 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 ces calculs mettent en jeu nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches.

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

Récemment, l'évolution de la théorie de plasticité a offert des outils d'analyse proposent un nouveau regard sur les méthodes de calcul classiques, mais dont l'utilisation n'a pas modifié la pratique des études de fondations.

L'analyse limite et sa généralisation, définissent des règles d'encadrement des charges limite par une approche statique ou une approche cinématique. Sous certaines conditions, ces deux approches convergent vers une solution unique, qui est à la fois statiquement ou cinématiquement admissible (vérification des conditions aux limites).

Si les nouvelles méthodes d'analyse limite, notamment l'approche cinématique, ne présentent pas des avantages pour la résolution des problèmes courants, on peut en attendre des possibilités accrues pour le traitement des problèmes complexes de la géotechnique moderne qui sortent du champ des méthodes classiques d'analyse.

## **Chapitre 2**

# **Méthode de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle.**

## 2. Méthodes de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle

### 2.1. Introduction

Ce chapitre présente les différentes méthodes développées au fur du temps pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle dans le cas statique et aussi pour le calcul sismique.

### 2.2. Calcul de la capacité portante statique

#### 2.2.1. Méthode de Terzaghi

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol  $c$ , à la masse volumique du sol et la surcharge  $q$ . Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante  $N$  pour donner la capacité totale (Terzaghi, 1943).

$$q_l = C.N_c + q.N_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma \quad (2.1)$$

Où  $C$  la cohésion,  $q$  la surcharge au niveau de la fondation,  $\gamma$  le poids volumique et  $B$  la largeur de la fondation. Les facteurs  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont fonction de l'angle interne de frottement, qui est supposé constant. Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite.

La ligne de glissement à deux dimensions proposée par (Prandtl, 1921) [4], et montrée sur la Figure (2-1), est le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse volumique  $\gamma$  possède les caractéristiques  $C'$  et  $\varphi$  (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide. Pour les fondations superficielles,  $D < B$  (profondeur inférieure à la largeur de semelle), la surcharge est idéalisée comme une surcharge  $q = \gamma d$ , et ainsi est négligée toute résistance au cisaillement sur les plans EF et AE.

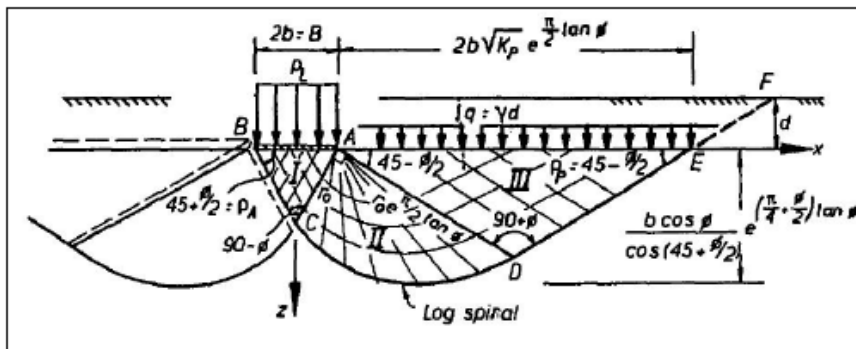


Figure 2.1 : Ligne de glissement de Prandtl. , (Richards et al ,1993).[5]

Le schéma de rupture de Prandtl est composé de 3 régions de glissement :

- 1) une zone active (région I) qui descend,
- 2) une zone passive (région III) qui monte,
- 3) une zone radiale de transition (région II) qui se déplace latéralement.

Pour  $\varphi = 0$ , la région II devient un quart de cercle et les angles des zones actives  $\rho_A$  et passive  $\rho_P$  et sont tous les deux égaux à  $\pi/4$ . Pour un équilibre statique, les facteurs de capacité portante sans dimensions de Prandtl pour un sol ( $\gamma=0$ ) et une base régulière sont:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_q = e^{n \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.2)$$

Lorsque la masse du sol sous la semelle est prise en compte pour déterminer  $N_\gamma$ , La région II de Prandtl est perturbée. Une approximation faite à partir d'une autre solution numérique basée sur les travaux de Prandtl est donnée par (Vesic, 1973) [1]:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \varphi \quad (2.3)$$

Il existe un grand nombre de méthodes différentes pour le calcul de  $N_\gamma$ .

### 2.2.2. Méthode de Meyerhof

La portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par (Prandtl, 1921) [4] pour  $N_c$ , par (Reissner, 1924) pour  $N_q$  et par (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de  $N_\gamma$ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation: (Meyerhof, 1963) [6].

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\varphi) \quad (2.4)$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de (Skempton, 1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right); \phi \geq 10^\circ$$

$$S_q = S_\gamma = 1; \phi = 0^\circ \quad (2.5)$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes ( $\phi_p$ ) que dans les essais triaxiaux ( $\phi_t$ ) :

$$\phi = \phi_p = \left(1 - 0,1 \frac{B}{L}\right) \phi_t \quad (2.6)$$

Si il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en absence d'eau), de la cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne  $\phi$  :

- Jusqu'à deux fois  $B$  sous la base des semelles filantes.
- Jusqu'à une fois  $B$  sous la base des semelles circulaires et carrées.

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right); \phi \geq 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1; \phi = 0 \quad (2.7)$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur  $B'$  réduite :

$$B' = B - 2e$$

Semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen, 1955) [7]. Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentremments correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de (Schultze, 1952) et de (Meyerhof, 1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (2.8)$$

Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_1 = C.N_c.S_c.d_c.i_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma \quad (2.9)$$

L'intérêt de Meyerhof est la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

### 2.2.2.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Dans des études plus anciennes, la combinaison de charge verticale et horizontale est traitée comme une charge inclinée. Il est remarqué que la capacité portante verticale diminue lorsque l'angle d'inclinaison  $\alpha = \tan^{-1}(H/V)$  augmente. L'enveloppe de fissuration pour une semelle filante ou une semelle circulaire sur de l'argile est définie par (Meyerhof, 1963) [6] comme :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (2.10)$$

Cette équation ne fonctionne pas pour des charges dont l'angle d'inclinaison  $\alpha$  est inférieur ou égale à  $\alpha_s$ .

$$\alpha \leq \alpha_s = \tan^{-1}(H_0/V) \quad (2.11)$$

Pour des inclinaisons plus importantes, la semelle rompt par glissement. La méthode de Meyerhof prédit la transition pour une forte charge verticale.

### 2.2.2.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Meyerhof propose des équations pour l'évaluation de la capacité portante ultime.



$$\text{Pour les charges verticales : } q_{ult} = C.N_c.Sc.dc + q.N_q.S_q.dq + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d\gamma \quad (2.12)$$

$$\text{Pour les charges inclinées : } q_{ult} = C.N_c.dc.ic + q.N_q.dq.iq + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.d\gamma.i\gamma \quad (2.13)$$

Où C la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle, est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme, d le facteur de profondeur, i le facteur d'inclinaison.

### 2.2.3. Méthode de Brinch Hansen

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès, (Brinch Hansen ,1970) [8] résume ses recommandations pour le calcul de la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotang \phi$$

$$N_q = e^{n \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) \quad (2.14)$$

Dont le dernier est une borne inférieure calculée par (Lundgren et Mortensen ,1953). En 1961, Brinch Hansen proposait une expression différente :

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) \quad (2.15)$$

Intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de (Meyerhof ,1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. (Brinch Hansen ,1961) indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible. (Mandel et Salençon ,1969) parlent de schéma d'écoulement à propos du même schéma de calcul mais ne disent pas s'ils calculent des bornes supérieures ou inférieures. (Mandel et Salençon ,1972) parlent pour leur part de « la solution correcte » donnée par Lundgren et Mortensen pour le calcul de ce qui n'est pas plus précis. L'addition des trois termes  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , qui ne correspondent pas au même mécanisme de rupture, conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20%, d'après (Lundgren et Mortensen ,1953).

À part l'excentrement des charges, qui est pris en compte en calculant la portance sur la « surface effective de la fondation », tous les autres écarts par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont décrits au moyen de coefficients correcteurs établis séparément et dont l'usage simultané constitue naturellement une approximation.

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastrée dans un massif

incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_1 = \frac{N}{A} + C.N_c.S_c.d_c.i_c.b_c.g_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q.b_q.g_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma \quad (2.16)$$

(Notations : S- la forme ; d- la profondeur ; i- l'inclinaison de la charge ; b- l'inclinaison de la base de la fondation ; g- l'inclinaison de la surface du sol ; N- composante de la charge normale à la base de la fondation ; A- l'aire de la fondation).

Pour une fondation sur sol cohérent ( $\phi = 0$ , donc  $\tan \phi = 0$ ), Brinch Hansen indique qu'il vaut mieux écrire l'expression (17) sous la forme additive

$$q_1 = \frac{N}{A} = (\pi + 2).C_u.[1 + S_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a] \quad (2.17)$$

Pour l'inclinaison de la charge, il recommande les formules approchées suivantes :

$$i_c^a = 0,5 - 0,5.\sqrt{1 - \frac{H}{A.C_u}}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5.H}{N + AC.\cot \varphi}\right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7.H}{N + AC.\cot \varphi}\right]^5 \quad (2.18)$$

Brinch Hansen donnait l'expression de  $i_c$  :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c.\tan \varphi} \quad (2.19)$$

Pour l'inclinaison de la base de la fondation, les coefficients correcteurs de Brinch Hansen ont pour expression :

$$b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (\text{solution exacte})$$

$$b_q = \exp(-2\alpha.\tan \varphi) \quad (\text{solution exacte})$$

$$b_\gamma = \exp(-2,7\alpha.\tan \varphi) \quad (\text{solution empirique}) \quad (2.20)$$

L'expression de  $b_c$  n'est pas donnée.

En cas d'inclinaison de la base de la fondation, le coefficient  $i_\gamma$  est modifié pour assurer la continuité des solutions :

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 - \alpha.450}{N + AC.\cot \varphi}\right]^5 \quad (2.21)$$

Pour l'inclinaison de la surface du sol, Brinch Hansen suggère d'utiliser les formules

approchées :

$$g_q = [1 - 0,5 \cdot \tan \beta]^5$$

$$g_q = g_\gamma ; \text{ pour } \beta < \alpha \text{ et } \beta + \alpha \leq 90^\circ \quad (2.22)$$

L'expression de  $g_c$  n'est pas donnée.

Les coefficients adoptés par Brinch Hansen pour écrire l'effet de la forme de la fondation sont, pour les fondations rectangulaire ( $B < L$ ) et carrée (coté  $B$ ) sous charge verticale :

$$S_c^a = 0,2 \cdot \frac{B}{L}; S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \varphi; S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} \quad (2.23)$$

Enfin, pour l'effet de la profondeur Brinch Hansen suggère les formules approchées suivantes :

$$d_\gamma = 1 \cdot d_c^a = 0,4 \cdot \frac{D}{B}; d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}; \text{ pour } D \leq B \quad (2.24)$$

$$\text{Et : } d_\gamma = 1 \cdot d_c^a = 0,4 \cdot \arctan \frac{D}{B}; d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \frac{D}{B}; \text{ pour } D \geq B \quad (2.25)$$

Notons que l'angle de frottement interne est utilisé pour les problèmes de déformations planes et l'angle  $\varphi_p$ , déduit de l'angle de frottement interne  $\varphi_t$  déterminé à l'appareil triaxial par la formule :

$$\varphi_p = 1,1 \cdot \varphi_t \quad (2.26)$$

### 2.2.3.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la Capacité portante pour une charge verticale et horizontale, le concept de (Meyerhof, 1956) sur un facteur empirique d'inclinaison a été retenu par Brinch Hansen et Vesic.

Pour une charge inclinée, centrée sur une semelle filante, Hansen propose l'équation suivant:

$$\frac{V}{V_0} = 1 - 0,5 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{H_0}}\right); H \leq H_0 = A s_u \quad (2.27)$$

A noter que le point de transition de la rupture de portance à la rupture par glissement de l'enveloppe de rupture se trouve en  $V = V_0/2$

Bolton et Hansen pensent que la transition a lieu pour une faible charge verticale,  $V = V_0/2$ .

On a l'expression suivante pour la charge horizontale maximale :

$$H_0 = A s_u = \left(\frac{1}{\pi + 2}\right) \cdot V_0 \quad (2.28)$$

Sans simplification l'équation proposée par Hansen est :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi + 1 - \arcsin\left(\frac{H}{H_0}\right) + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{H_0}\right)^2}}{\pi + 2} \quad (2.29)$$

### 2.2.3.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Brinch Hansen propose les équations 2.31 et 2.32 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = C.N_c.S_c.d_c.i_c.b_c.g_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q.b_q.g_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma \quad (2.30)$$

$$q_{ult} = 5,14.s_u.(1+s_c'+d_c'-i_c'-g_c'-b_c') + q \text{ (En conditions non drainées)} \quad (2.31)$$

Où C est la cohésion, f est l'angle de frottement, Ni sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme, d le facteur de profondeur, i le facteur d'inclinaison, g le facteur de pente et b le facteur de pente de fond de fouille.

### 2.2.4. Méthode de Vesic

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi. Il donne les références des états des connaissances publiés pendant la même période ; Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs Nc et Nq de (Prandtl , 1921)[4] et (Reissner ,1924) ; pour N $\gamma$ , il indique que la solution tabulée de

(Caquot et Kérisel ,1953) peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle  $15 < \varphi < 45$  degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(+1).tang(\varphi) \quad (2.32)$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour  $\varphi = 30$  à 40 degrés) mais exacte pour  $\varphi = 0$  degré. L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées. La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse.

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (2. 30) Vesic donne les expressions suivantes :

-les coefficients de forme :

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_q - 1} \cdot tang \varphi$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tang \varphi$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \quad (2.33)$$

-les coefficients de profondeur (pour  $D/B$ , d'après (Brinch Hansen, 1970) [8]

$$dq = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2$$

$$d\gamma = 1 \quad (2.34)$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite.
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture.
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme  $N\gamma$ . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

#### 2.2.4.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la capacité portante pour une charge verticale et horizontale, la formule de (Vesic, 1973) pour les semelles filantes prend la forme donnée en équation (2.35):

$$\frac{V}{V_0} = 1 - \frac{2H}{(\pi+2) \cdot H_0} ; H \leq H_0 = A s_u \quad (2.35)$$

La méthode de Vesic donne une enveloppe de rupture plus conservatrice que les trois autres (Hansen, Meyerhof, Terzaghi).

#### 2.2.4.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment

Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Vesic peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{2H}{(\pi+2) \cdot A' s_u}\right) ; H \leq A' s_u \quad (2.36)$$

Cette équation inclut la réduction la surface de la semelle  $A'/A$  (due au moment).

#### 2.2.4.3. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Vesic propose l'équation suivante pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (2.37)$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison,  $g$  le facteur de pente et  $b$  le facteur de pente de fond de fouille.

Le Tableau-II-2 présente une comparaison des facteurs de capacité définis selon les trois auteurs présentés dans les sections précédentes :

$\varphi(^{\circ})$	Terzaghi			Hansen, Meyerhoff et Vesic		Hansen (1970)	Meyerhoff (1963)	Vesic (1975)
	Nc	Nq	$N_{\gamma}$	Nc	Nq	$N_{\gamma}$	$N_{\gamma}$	$N_{\gamma}$
0	5,7	1,0	0,0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0
5	7,3	1,605	6,49	1,6	0,1	0,1	0,1	0,4
10	9,6	2,7	1,2	8,34	2,5	0,1	0,1	0,4
15	12,9	4,4	2,5	11,0	3,9	1,2	1,1	2,6
20	17,7	7,4	5,0	14,8	6,4	2,9	2,9	5,4
25	25,1	12,7	9,7	20,1	10,7	6,8	6,8	12,5
30	37,2	22,5	19,7	30,1	18,4	15,1	15,7	22,4
35	57,8	41,4	42,4	46,4	33,5	34,4	37,6	48,1
40	95,7	81,3	100	75,3	64,1	79,4	93,6	109,3
45	172,0	173,0	298	134	135	201	262,3	271,3

**Tableau 2.1** : facteurs de capacité portante, Chowdhury et Dasgupta (2009)

### 2.2.5. Méthode de Normes Françaises (DTU 13-12)

Les pratiques recommandées pour le calcul des fondations superficielles sont peu différentes. Dans les textes français actuels (DTU 13.12,1988), la formule de calcul de la capacité portante a toujours trois termes (termes de cohésion, de profondeur et de gravité ou surface) :

$$q_{ult} = C.Nc(\varphi) + (q+\gamma_2.D).Nq(\varphi) + 0,5.\gamma_1.B.N_{\gamma}(\varphi) \quad (2.38)$$

En distinguant les poids volumiques du sol au-dessus ( $\gamma_2$ ) et au-dessous ( $\gamma_1$ ) de la base de la semelle. Les coefficients Nc et Nq sont toujours ceux de Prandl et Reissner. Les valeurs de  $N_{\gamma}$  sont celles de Meyerhof (1955) pour une fondation à base rugueuse. Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, il est rappelé que Terzaghi et Peck (1967) recommandent d'utiliser les deux tiers de c et  $\varphi$  dans les calculs, au lieu de c et  $\varphi$ .

L'influence de la forme de la semelle est décrite comme proposé par (Terzaghi, 1943).

L'influence de l'inclinaison est décrite selon les formules de (Meyerhof, 1956). Celle de l'excentrement est aussi représentée, selon la proposition initiale de Meyerhof, par une réduction des dimensions de la semelle de deux fois l'excentrement. Néanmoins, ces ressemblances sont trompeuses : les méthodes utilisées pour calculer la capacité portante diffèrent actuellement, dans les recommandations et les normes, mais aussi dans les manuels utilisés pour l'enseignement, en fonction des approximations retenues pour les (nombreux) éléments du calcul dont les solutions exactes ne sont pas connues.

### 2.2.6. Méthode de Chen

Chen, 1975[9] présente un panorama des possibilités offertes au début des années 1970 par

l'analyse limite pour le calcul des fondations superficielles. Il présente notamment une chronologie des travaux qui ont permis son développement, Les techniques proprement dites de la méthode des caractéristiques ou des lignes de glissement, commencent à (Kötter ,1903), qui a écrit les équations pour le cas des déformations planes. (Prandl ,1920) a donné la première solution analytique pour un matériau non pesant, qui a été appliquée par (Reissner ,1924) et (Novotortsev ,1938).(Sokolovskij ,1965) a développé une méthode de résolution par la méthode des différences finies et l'a appliquée à la capacité portante de semelles et de pentes. L'auteur commente l'effet des conditions de contact entre le sol et la semelle sur la capacité portante : la borne supérieure de Hill pour le cas d'une semelle lisse, qui a pour expression :

$$N\gamma = \frac{1}{4} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) \cdot \left[ \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) \cdot e^{3/2 \cdot \pi \cdot \tan \phi} - 1 \right] + \frac{3 \cdot \sin \phi}{1 + \sin 8} \cdot \left\{ \left[ \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) - \frac{\cot \phi}{3} \right] \cdot e^{3/2 \cdot \pi \cdot \tan \phi} + \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) \cdot \frac{\cot \phi}{3} + 1 \right\} \quad (2.39)$$

Est identique à l'expression de (Terzaghi ,1943) et proche de celle de (Sokolovskij (1965), mais un peu différente, sans doute parce que Sokolovskij a trop simplifié son champ de contraintes. (Prandl ,1920), qui a traité le cas d'un contact rugueux, a trouvé des valeurs beaucoup plus fortes, preuve de l'influence du frottement de contact. La capacité portante d'une semelle filante sur sol cohérent et frottant a été étudiée dans le cas général par une méthode de résolution numérique, qui a fourni les valeurs présentées dans différents tableaux et figures donnant la capacité portante réduite  $q_0/c$  en fonction de l'angle de frottement interne, du rapport D/B et du paramètre adimensionnel  $G=0,5 B/c$ .

Chen indique que la borne supérieure pour le facteur  $N\gamma$  selon le mécanisme de Prandtl, peut être approchée par la formule :

$$N\gamma = 2 \cdot \left[ 1 + e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) \right] \cdot \tan \phi \cdot \tan g\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{5}\right) \quad (2.40)$$

Avec une erreur inférieure à 8% de 15 à 45 degrés et à 6% de 20 à 40 degrés. La modification du mécanisme de Prandtl améliore la solution pour les faibles valeurs de  $\phi$  (jusqu'à 25 degrés).

La meilleure borne supérieure du facteur de capacité portante  $N\gamma$  est donnée pour chaque valeur de  $\phi$  dans le tableau (2.2), pour le cas de la semelle rugueuse et pour celui de la semelle lisse. Les solutions de l'analyse limite (bornes supérieures) sont comparées aux solutions établies numériquement par (Hansen et Christensen ,1969) qui ont appliqué la démarche de (Lundgren et Mortensen ,1953). Ces solutions ne sont pas des bornes

supérieures et doivent être étendues à l'ensemble du massif pour être des bornes inférieures, mais elles semblent à l'auteur être les meilleures solutions disponibles.

$\phi$	Semelle filante rugueuse		Semelle filante lisse	
	Analyse limite	Hansen - Christensen	Analyse limite	Hansen - Christensen
15	2.1	1.2	1.2	0.7
20	4.6	2.9	2.7	1.6
25	10.9	7	5.9	3.5
30	25	15	12.7	7.5
35	57	35	28.6	18
40	141	85	71.6	42

**Tableau 2.2 :** Facteur de capacité portante  $N\gamma$  (Chen ,1991) [10]

Chen traite aussi du cas des « semelles profondes » rugueuses et lisses, pour  $D/B = 1$  à 10.

Finalement, pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes, Chen recommande d'utiliser les valeurs déduites des expressions :

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$N_q = e^{n \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi) \quad (2.41)$$

### 2.3. Calcul de la capacité portante sismique

La sollicitation sismique est couramment évaluée selon deux approches possibles. La première est l'estimation des efforts et moments sollicitant la fondation à partir des forces d'inertie agissant sur la superstructure. Ces dernières peuvent être estimées par une analyse pseudo-statique de la superstructure. La deuxième approche consiste à mener une analyse de la réponse dynamique en intégrant la fondation comme un élément de l'ouvrage lors de la modélisation dynamique de ce dernier, ce qui permet une analyse de l'interaction sol-ouvrage.

Les efforts ainsi déterminés sont généralement réduits au centre de gravité de la fondation à six composantes : une force verticale, deux forces horizontales, deux moments de flexion et un moment de torsion.

La combinaison des effets, dans un plan vertical donné, des forces verticale et horizontale et



d'un moment de flexion se traduit, comme le schématise la figure 1.7, par l'effet d'une force inclinée et excentrée. La vérification de la capacité portante sismique consiste à s'assurer que la pression verticale induite dans le sol par une telle force est en deçà d'une valeur acceptable, cette dernière étant égale à la capacité portante sismique divisée par un coefficient de sécurité  $F_s$ , dans le cadre d'un calcul en contraintes admissibles, ou par des facteurs partiels de résistance lors d'un calcul aux états limites.

La capacité portante sismique d'une fondation tient compte des forces d'inertie développées aussi bien dans l'ouvrage que dans le massif du sol, et les méthodes disponibles en pratique rentrent souvent dans le cadre de l'analyse pseudo-statique des ouvrages. Le principe de la modélisation de l'action sismique consiste à remplacer les forces dynamiques induites dans le sol par des forces volumiques équivalentes.

Dans le cadre de l'analyse pseudo-statique de la capacité portante sismique, plusieurs approches pratiques ont été développées. Elles peuvent être classées selon leur origine en trois grandes catégories :

- Méthode d'équilibre limite.
- Méthode d'analyse limite.
- Méthode numérique.

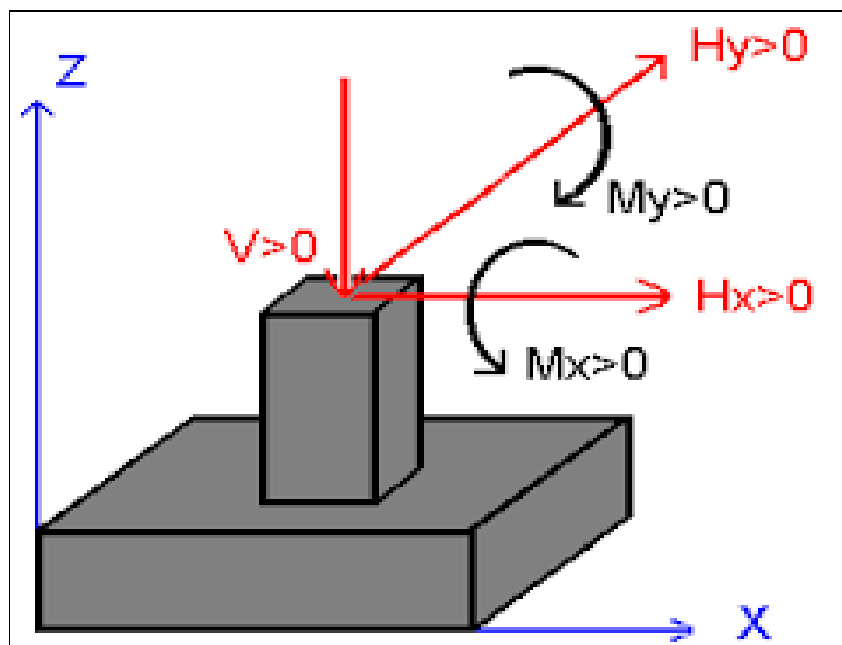


Figure 2.2 : exemple de charge appliquée sur une fondation superficielle.

### 2.3.1. Méthode d'équilibre limite

Le sol est considéré comme un matériau rigide plastique dont la rupture est décrite par le

critère de Mohr-Coulomb. L'état d'équilibre limite est mobilisé au sein d'un mécanisme de rupture locale, composé de zones en états limites actif, neutre et passif. Le recours à la théorie des pressions des terres sur un écran, ainsi qu'au principe de superposition des effets permet d'évaluer par défaut la capacité portante sismique. Parmi les méthodes appartenant à cette catégorie, citons celles de Sarma et Iossifelis (1990), Richards et al (1993), et Budhu et Al-Karni (1993).

### 2.3.1.1. Méthode de Badhu et El Karni

La méthode de Badhu et El-karni (1993) [11] est basée sur l'extension de la formule de Meyerhof pour le calcul statique des fondations filante. Donc, il a repris cette formule on lui rajoutant un coefficient correcteur qui prend en considération l'effet sismique.

$$q_1 = C.N_c.Sc.dc.ic.ec + \gamma.Df.N_q.S_q.dq.iq.eq + 0,5.\gamma.B.Df.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.e_\gamma \quad (2.42)$$

**Tel que :**

Les coefficients  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sont les facteurs de capacité portante représentant respectivement la cohésion, la surcharge verticale au niveau de la base de la fondation et la densité du sol.

$Sc$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$  : sont les facteurs de forme.

$dc$ ,  $dq$ ,  $d_\gamma$  : sont les facteurs de profondeur.

$ic$ ,  $iq$ ,  $i_\gamma$  : sont les facteurs d'inclinaison.

$ec$ ,  $eq$ ,  $e_\gamma$  : sont les facteurs sismique.

Les valeurs de  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  peuvent être représenté par les formules suivantes :

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{Cotang } \phi$$

$$N_q = e^{n \cdot \text{tang } \phi} \cdot \text{tang}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tang}(1,4\phi) \quad (2.43)$$

Les facteurs de forme  $Sc$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$  sont calculer par les formules suivants :

$$Sc = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$Sq = S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} ; \varphi \geq 10$$

$$S_q = S_\gamma = 1 ; \phi = 0 \quad (2.44)$$

Les facteurs de profondeur  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  sont représentés par :

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} ; \phi \geq 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 ; \phi = 0 \quad (2.45)$$

$$\text{Avec : } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Les facteurs d'inclinaison  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  sont calculés par les formules suivantes :

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (2.46)$$

$\alpha$  : l'angle de l'inclinaison de la charge.

Les facteurs sismiques  $e_c$ ,  $e_q$ ,  $e_\gamma$  sont calculés par les formules suivantes :

$$e_c = e^{-4,3 \cdot (\delta h)^{(1+D)}}$$

$$e_q = (1 - \delta v) \cdot e^{\left[-\frac{5,3 \cdot (\delta h)^{1,2}}{1 - \delta v}\right]}$$

$$e_\gamma = \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \delta v\right) \cdot e^{\left[-\frac{9 \cdot (\delta h)^{1,2}}{1 - \delta v}\right]} \quad (2.47)$$

$$D = \frac{\gamma \cdot H}{C} \cdot \frac{0,5 \cdot B}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot e^{\frac{\pi}{2} \cdot \tan \phi} + D_f \quad (2.48)$$

$B$  : largeur de la fondation.

$H$  : la profondeur de la zone de la rupture de la surface du sol.

$\phi$  : l'angle de frottement.

$C$  : la cohésion.

$\gamma$  : Le poids volumique.

$K_h$  : coefficient d'accélération horizontale.

$K_v$  : coefficient d'accélération verticale.

### 2.3.2. Méthode d'analyse limite

Une diversité de solutions basées sur des mécanismes de rupture statiquement admissibles (solution en borne inférieure) ou cinématiquement admissibles (solution en borne supérieure) existe en littérature. Les plus courantes sont celles de Chen (1975), de Soubra et Reynolds (1992), de Pecker (1997), Eurocode (2008) et enfin de Kumar et Ghosh (2006).

#### 2.3.2.1. Méthode Eurocode 8

La formule qui vérifie la capacité portante sismique est donnée par l'Eurocode 8 [12], comme suit:

$$\frac{(1-e.F')^{cT} (B.V')^{cT}}{(N')^2 \cdot [(1-m.F')^k]^{k'-N'}]^{b}} + \frac{(1-f.F')^{cM}}{(N')^c \cdot [(1-m.F')^k]^{k'-N'}]^{d}} \leq 1 \quad (2.49)$$

Tel que:

$$\bullet \quad N' = \frac{N_{ed}}{N_{max}} \cdot \gamma_{rd} \quad (2.50)$$

$$\bullet \quad V' = \frac{V_{ed}}{N_{max}} \cdot \gamma_{rd} \quad (2.51)$$

$$\bullet \quad M' = \frac{M_{ed}}{B \cdot N_{max}} \cdot \gamma_{rd} \quad (2.52)$$

-  $N_{ed}, V_{ed}, M_{ed}$  : les effet de l'action sismique.

-  $N_{max}$  : la capacité portante ultime d'une fondation chargée par une force verticale.

-  $F'$  : force d'inertie crée par le séisme.

-  $\gamma_{rd}$  : coefficient partiels qui dépend de la nature du sol.

Type de sol	Sable moyennement dense à dense	Sable lâche et sec	Sable lâche et saturé	Argile non sensible	Argile sensible
$\gamma_{rd}$	1	1,15	1,5	1	1,15

**Tableau 2.3** : Les différentes valeurs de  $\gamma_{rd}$  dépend de type de sol.

### a-Sol purement cohérent

Dans le cas d'un sol purement cohérent la vérification de la capacité portante, est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{(2,57.V')^2}{(N')^{0,7} \cdot [1-N']^{1,29}} + \frac{(1,85.N')^2}{(N')^{2,14} \cdot [1-N']^{1,81}} \leq 1 \quad (2.53)$$

Avec :

$$N_{\max} = (\pi + 2) \cdot \frac{C''}{\gamma_M} \cdot B$$

$C'' = C_u$  : la cohésion non drainé

$$\gamma_M = 1,4$$

### b-Sol purement frottant

La vérification de la capacité portante d'un sol purement frottant se fait comme suit :

$$\frac{(1-0,41.F')^{1,14} \cdot (2,9.V')^{1,14}}{(N')^{0,92} \cdot [(1-0,96.F')^{0,39} - N']^{1,25}} + \frac{(1-0,32.F')^{1,01} \cdot (2,8.M')^{1,01}}{(N')^{0,92} \cdot [(1-0,96.F')^{0,39} - N']^{1,25}} \leq 1 \quad (2.54)$$

$$F' = \frac{ag}{g \cdot \tan Q_d} \quad (2.55)$$

$ag$  : L'accélération à la surface du sol provoqué par le séisme.

$$N_{\max} = 0,5 \cdot \rho \cdot g \cdot \left[ 1 + \frac{av}{g} \right] \cdot B^2 \cdot N_\gamma \quad (2.56)$$

$av$  : L'accélération verticale.

$\rho$  : La masse volumique du sol.

### 2.3.3. Méthode numérique

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que

les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Pour l'analyse des contraintes et des déformations le calcul est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), et la méthode des éléments discrets (MED).

La méthode des éléments finis, traite le massif rocheux comme un milieu continu, et la méthode des éléments distincts, qui modélise chaque bloc du massif comme un élément unique.

## **Chapitre 3**

# **Lois de comportement et modélisation des sols.**

### **3.1. Introduction :**

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexe, couteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères, pour la réalisation de ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux. L'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physique complexes, conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numérique vu son grand champ d'application ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : mécanique, génie civil, technique off-shore...etc.

### **3.2. La méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis (MEF) à connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de puissance des ordinateurs. C'est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Beaucoup de travaux sur la MEF ont été réalisés, citant : Clough et Woodward 1967, Strang et Fix 1973, Hughes 1987, Zienkiewicz et Taylor 1989.

L'utilisation de cette méthode en géotechnique est très courante, surtout pour les grands projets. Par exemple, on peut réaliser des analyses par éléments finis pour vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, de contrôler les valeurs des déplacements et des contraintes admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

### **3.3. Présentation de PLAXIS**

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 permettent 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.



### 3.3.1. Description de code de calcul PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-visco plastiques en 2D ou 3D.

L'élément fini PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité 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 de 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 (triangle à 15 nœuds). 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 volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (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.

### 3.3.2 Les points forts de PLAXIS

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.

### **3.4. Modélisation de comportement sismique des sols**

#### **3.4.1. Généralité sur le comportement sismique des sols**

Le passage des ondes sismiques dans le sol y engendre des sollicitations cycliques. Le niveau des déformations induites varie généralement entre  $10^{-4}$  et  $2 \times 10^{-3}$ . Ce niveau de déformations, qui dépasse la limite d'élasticité dans les sols ( $10^{-6}$  à  $10^{-4}$ ), implique un comportement non-linéaire.

L'étude du comportement non linéaire des sols sous chargements cycliques constitue une étape importante dans l'étude du comportement des fondations sous chargements sismiques.

Ce comportement est caractérisé par une dégradation des propriétés mécaniques (rigidité et la résistance au cisaillement) et par une dissipation d'énergie par amortissement matériel. Ces caractéristiques sont mises en évidence à partir d'observations et d'essais faits au laboratoire sur des échantillons de sol sous chargements cycliques et à partir d'observations des dégâts post sismiques.

Les premières modélisations de ces caractéristiques se basaient sur l'hypothèse d'un comportement réversible non linéaire. Des équations ont alors été établies pour représenter la variation de l'allure de la réponse en fonction du niveau de déformations.

Ensuite, l'attention a été mise sur l'aspect irréversible des déformations dans le sol. Avec le développement des ressources à disposition, les modèles de comportement plastique ont commencé à apparaître. Enfin, l'extension de ces modèles pour tenir compte de la dépendance du comportement au temps et à la vitesse de la sollicitation a été réalisée.

### **3.5. Les lois de comportements utilisés dans PLAXIS**

#### **3.5.1. Introduction**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux depuis le modèle élasto-plastique de Mohr- Colomby jusqu'aux lois de comportement les plus améliorées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis afin de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste et du comportement réel du sol.

Pour traiter un problème de soutènement il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas, on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastique de coefficient de raideur. Mais

pour traiter d'une construction de remblais sur sol mou, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement.

Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais en peut avoir à coupler écoulement et déformation dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

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

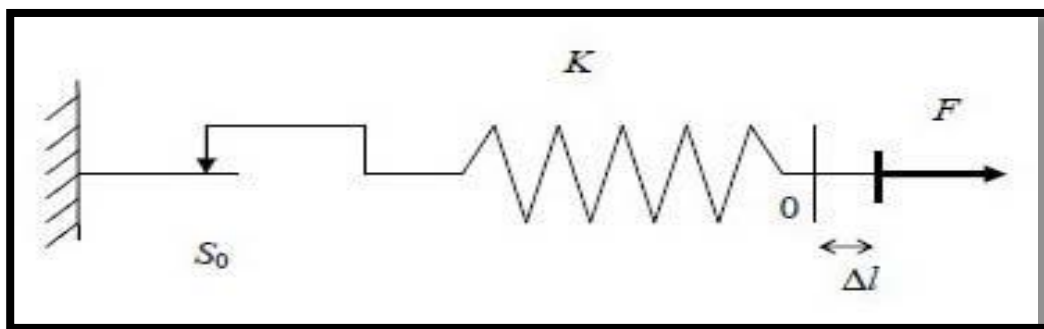
- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

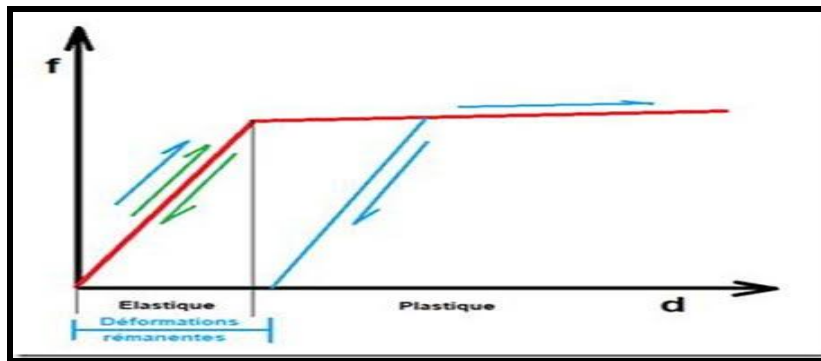
### 3.5.2. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, associant en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau à un patin  $S_0$  (Figure3.1).

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée (Figure3.2)



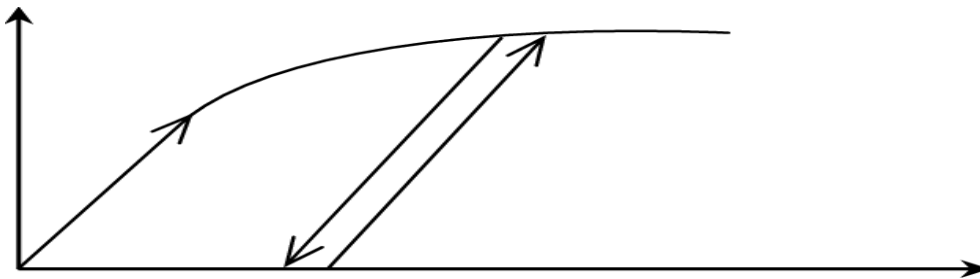
**Figure 3.1** : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.(M. Boulon et al, 2004) ; [13].



**Figure 3.2 :** 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 représentée par les (Figure 3.2) et (Figure3.3).



**Figure 3.3 :** Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.

### 3.5.3. 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  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui ne 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  $\nu = 0,5$ ) et il est moins courant d'emploi.

$G$  : est en fait le module mesuré dans les essais pressiométrique. La relation entre le module d'Young  $E$  et le module de cisaillement est donnée par l'équation :

$$E = 2G (1 + \nu) \quad (3.1)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments des structures en béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

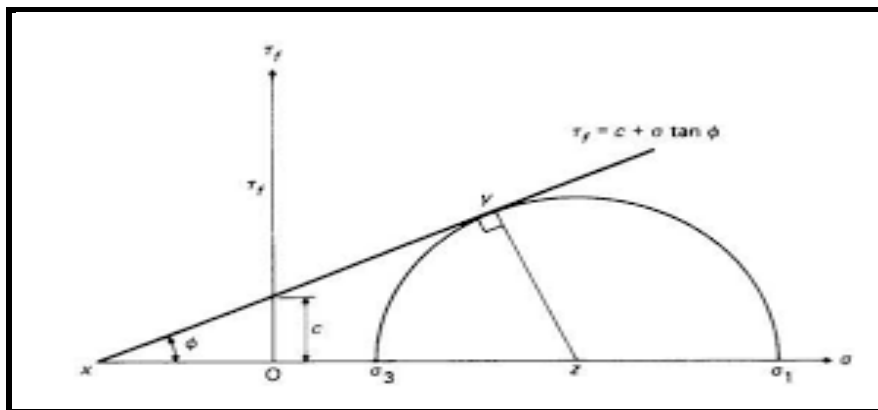
### 3.5.4. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement [14]. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

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

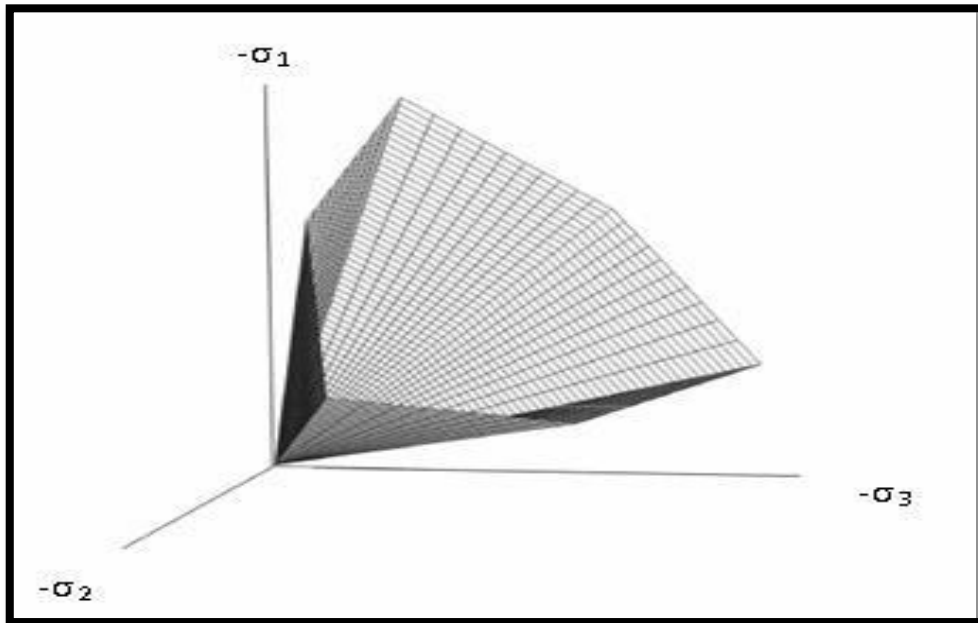
$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (3.2)$$

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 (Figure3.4).



**Figure 3.4 :** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [14].

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas ; La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure3.5) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Figure 3.5 :** Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $C=0$ .

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité, et le dernier paramètre c'est l'angle de dilatance.

#### **3.5.4.1. Le module de Young**

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

#### **3.5.4.2. Le coefficient de poisson**

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

### 3.5.4.3. Coefficient de poisson

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

### 3.5.4.4. L'angle de frottement $\varphi$

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 à  $35^\circ$  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 valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Figure 3.4).

### 3.5.4.5. 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.

Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

### 3.5.4.6. Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

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

$$30^\circ \text{ pour } \varphi <$$

$$30^\circ$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### 3.5.5. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

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

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites.
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste: il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- de distinguer entre une charge et une décharge.
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan- Chang car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

#### 3.5.6.a. Courbe effort-déformation :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_c} \quad \text{pour : } q < q_f \quad (3.3)$$

$$\text{Avec : } q_f = C \cdot \cot\varphi - \sigma'_3 \cdot \frac{2 \cdot \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (3.4)$$

#### 3.5.6.b. Module :

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{C \cdot \cot\varphi - \sigma'_3}{C \cdot \cot\varphi + P_{\text{ref}}} \right)^m \quad \text{avec : } p_{\text{ref}} = 100 \text{ Kpa} \quad (3.5)$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{50} = E_{ur}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{C \cdot \cot\varphi - \sigma'_3}{C \cdot \cot\varphi + P_{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.6)$$

La figure 3.6 , redonne ces définitions :



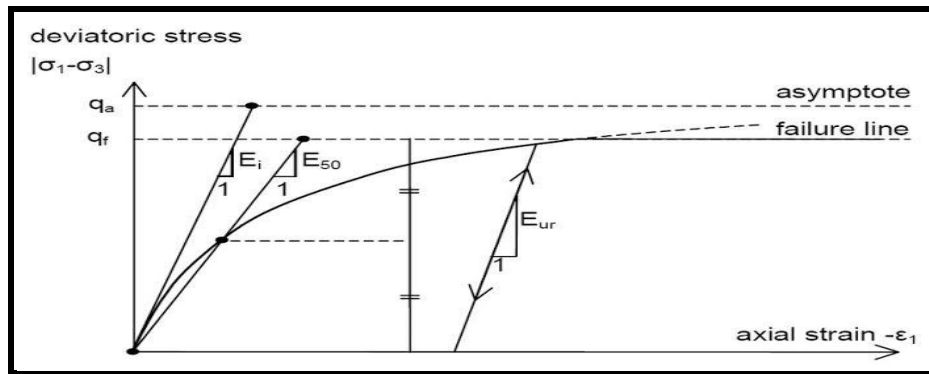


Fig 3.6 : Représentation de Harding Soil Model.

### 3.5.6.c. Surfaces de charge :

En fonction du paramètre d'écroissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (Figure 3.7).

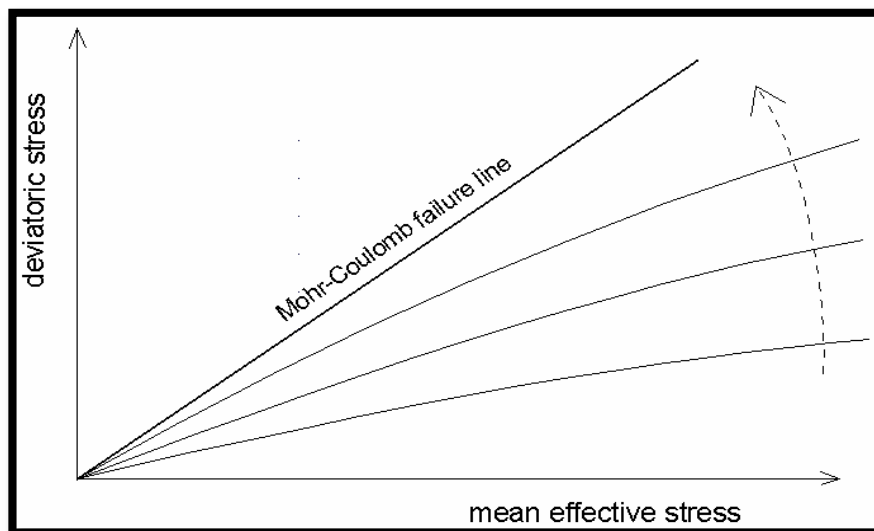


Figure 3.7 : Définition du module œdométrique tangent.

### 3.5.6.d. Les paramètres de HSM :

Les paramètres du *HSM* sont représentés ci-dessous :

#### 1-Paramètres de Mohr-Coulomb :

$C$  : cohésion (effective) ; [KN/m<sup>2</sup>]

$\varphi$  : angle de frottement effectif.

$\Psi$  : angle de dilatance.

**2-Paramètres de rigidité:**

$E_{50}^{ref}$  : module sécant dans un essai triaxial; [kN/m<sup>2</sup>]

$E$  : module tangent dans un essai œdométrique [kN/m<sup>2</sup>]

$m$ : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

**3-Paramètres avancés:**

$E$  : module en décharge (par défaut  $E = 3$  à  $4 E$ ) [kN/m<sup>2</sup>]

$\nu$ : Coefficient de Poisson en charge décharge.

$p^{ref}$ : Contraintes de référence. [kN/m<sup>2</sup>]

$K$  :  $K_0$ -consolidation (par défaut  $K = 1 - \sin\Psi$ )

$Rf$ : Coefficient à la rupture  $qf/qa$ (par défaut  $Rf= 0,9$ )

$\sigma_{tension}$ : Résistance à la traction, (par défaut  $\sigma_{tension}= 0$ ) [kN/m<sup>2</sup>]

$C_{increment}$ : Coefficient modèle de Mohr-Coulomb (par défaut  $C_{increment}=0$ ) [kN/m<sup>3</sup>]

**3.5.6. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model) :**

C'est un modèle qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge.

Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles, (M. Boulon et al, 2004) [13].

**3.5.6.a. Paramètres de compressibilité :**

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observe dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est trace en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $K$ .

Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

On utilise alors  $\lambda^*$  et  $K^*$ , dans ce cas, l'indice des vides est variable, apparaît dans les expressions du tableau. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égale à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres de Cam-Clay sont indiquées dans le tableau 3.1.

Relation avec les paramètres « hollandais »	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	$k^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement.	$\lambda^* = \frac{1}{C_P}$	$k^* \approx \frac{1-V_{ur}}{1+V_{ur}} \cdot \frac{3}{C_P}$
Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement.	$\lambda^* = \frac{Cc}{2,3.(1+e)}$	$k^* \approx 1,3 \cdot \frac{1-V_{ur}}{1+V_{ur}} \cdot \frac{Cs}{(1+e)}$

**Tableau 3.1 :** Valeurs du paramètre de compressibilité et de gonflement

### 3.5.6.b. La cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

### 3.5.6.c. Paramètre de frottement :

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

### 3.5.6.d. Paramètres de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle n'est proposée par défaut.

### 3.5.6.e. Paramètre de contrainte $K_0$ :

Le paramètre M est calculé à partir de  $K_0$  par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \cdot \sqrt{\frac{(1-k_0^{Nc})}{(1+2K_0^{Nc})} + \frac{(1-k_0^{Nc}).(1-2\nu_{ur}).(\lambda^*/K^*-1)}{(1+2K_0^{Nc}).(1-2\nu_{ur}).\lambda^*/K^*-(1-k_0^{Nc}).(1+\nu_{ur})}} \quad (3.7)$$

$$M = 3,0 - 2,8.K_0^{Nc} \quad (3.8)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p-q.

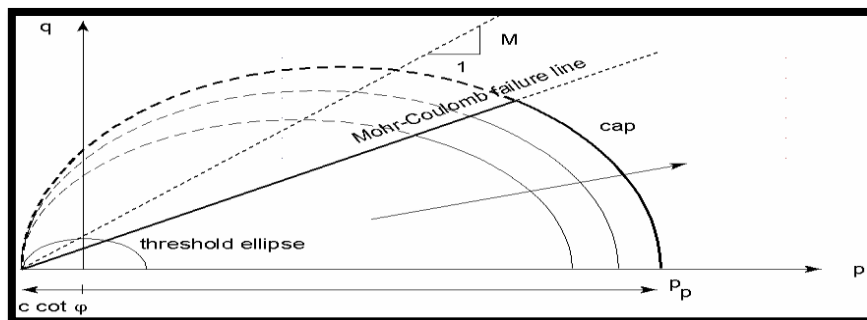
### 3.5.6.f. Coefficient de poisson

Dans les modèles Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$  mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

### 3.5.6.g. Les surfaces de charges :

La figure 3. Fournit, dans le plan (p, q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).



**Figure 3.8** : surface de charge elliptique.

**3.5.6. h. Prise en compte de la sur-consolidation :**

PLAXIS calcule la pression de pré-consolidation  $p_c$  à partir des données. Si un matériau est sur-consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur-consolidation (OCR) ou le poids des terres de pré-consolidation (POP).

**3.5.6. i. Les paramètres de SSM :**

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

$\lambda^*$  : indice de compression.

$\kappa^*$  : indice de gonflement.

$c$  : cohésion.

$\varphi$  : angle de frottement

$\Psi$  : Angle de dilatance

Par défaut, les paramètres avancés sont :

$\nu$ : coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15).

$K$  :  $\sigma_{xx}/\sigma_{yy}$  coefficient  $K_0$  relié à  $M$ .

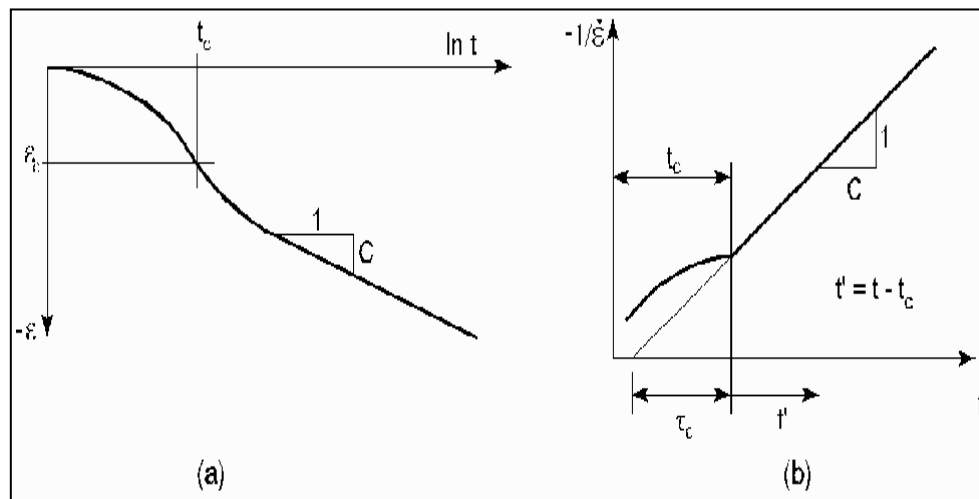
**3.5.7. Modèle pour sol mous avec effet du temps « Soft Soil Creep Model »**

C'est un modèle formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

Le *SSCM* permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire.

Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre  $C\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasi pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps (M. Boulon et al, 2004) [13]

**La figure ci-dessous** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Figure 3.9 :** Effet du temps sur les essais œdométriques.

## **Chapitre 4**

# **Etude numérique de la capacité portante sismique d'une fondation filante.**

## 4.1. Introduction

Plaxis est un programme d'élément finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Dans ce chapitre on étudie l'analyse de l'effet sismique sur la capacité portante d'une fondation superficielle, puis une comparaison avec une méthode analytique (bahu et elkarni) sera présentée et des conclusions seront tirées. L'étude a été réalisée à l'aide du logiciel « PLAXIS-2D » Version.8.6 où le sol a été modélisé avec la loi de comportement de Mohr-Coulomb.

## 4.2. Modélisation par élément finis (plaxis 2D)

### 4.2.1. Cas d'un sol homogène

Le modèle est géométriquement représenté par des lignes et des points. On prendra un modèle de 18 m de hauteur, 40 m de largeur avec une fondation de  $B=1,5\text{m}$ . Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes (plane strain), le maillage est formé d'éléments triangulaires à 15 nœuds pour le sol et d'élément poutre pour la fondation.

Le but de cette partie est de faire une analyse paramétrique en variant un certain nombre de paramètres tels que : largeur de la fondation, épaisseur de la couche.

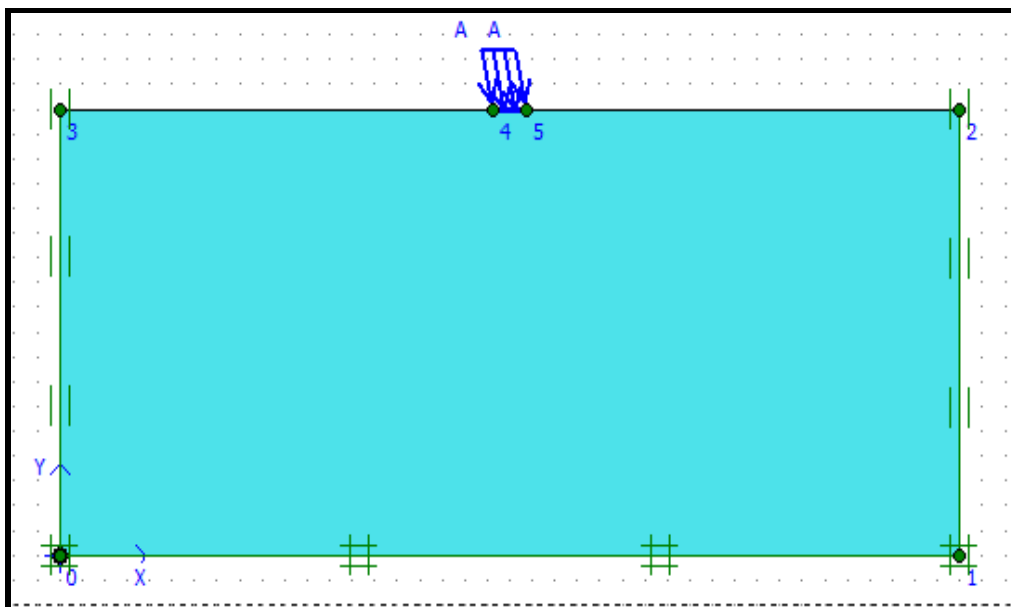


Figure 4.1 Définition de la géométrie du modèle.



➤ Les coordonnées des points sont représentées dans le tableau 4.1 suivant:

Point	X [m]	Y [m]
0	0,000	0,000
1	40,000	0,000
2	40,000	18,000
3	0,000	18,000
4	19,250	18,000
5	20,750	18,000

**Tableau 4.1** Coordonnées des points

#### 4.2.1.1. Modèle de comportement utilisé et caractéristique du sol

On a utilisé dans ce mémoire la loi de Mohr-Coulomb, ce modèle permet de décrire le comportement du sol élastique parfaitement plastique. Il demande la détermination de cinq paramètres: le module de Young  $E$ , le coefficient de poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , l'angle de dilatance  $\psi$ . Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 4.2.

Paramètres	Nom	Sable argileux	unité
Type de comportement	type	drainé	-
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{unsat}}$	16	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	18	KN/m <sup>3</sup>
Module de young	$E_{\text{ref}}$	$2 \cdot 10^4$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0,3	-
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	10	KN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	30	°
Angle de dilatation	$\psi$	0	°
Facteur de rigidité	$R_{\text{inter}}$	1	Regid

**Tableau 4.2** : Caractéristique du sol.



Figure 4.2 : Caractéristique du sol.

4.2.1.2. Caractéristique de la fondation

la fondation est traité comme un élément poutre les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la rigidité axiale EA, en résumé les paramètres de la fondation dans le tableau :

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$5.10^6$	KN/m
Rigidité de flexion	EI	8500	KNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	d	0,143	m
poids	w	0,000	KN/m/m
Coefficient de poisson	v	0,000	-

Tableau 4.3 : Caractéristique de la fondation.

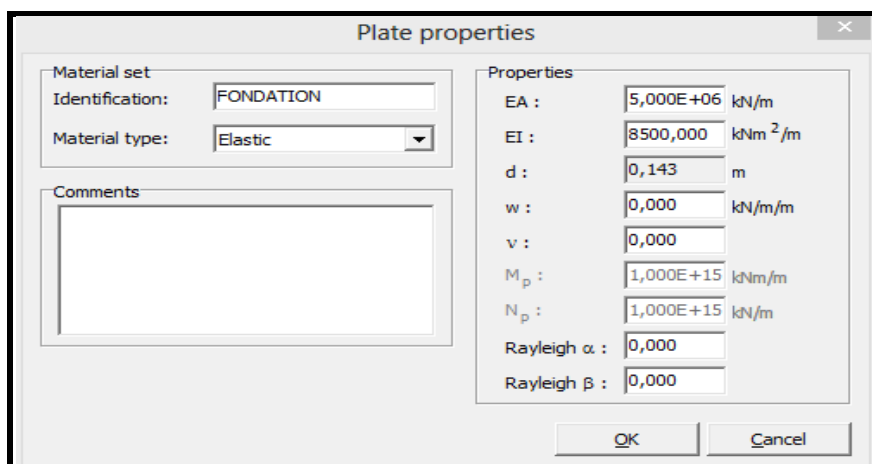


Figure 4.3 : Caractéristique de la fondation

### 4.2.1.3. Génération du Maillage

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues. La finesse du maillage (global coarseness) est réglée sur medium pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la fondation et plus fin au-dessous de la semelle comme il est indiqué sur la figure 4.4

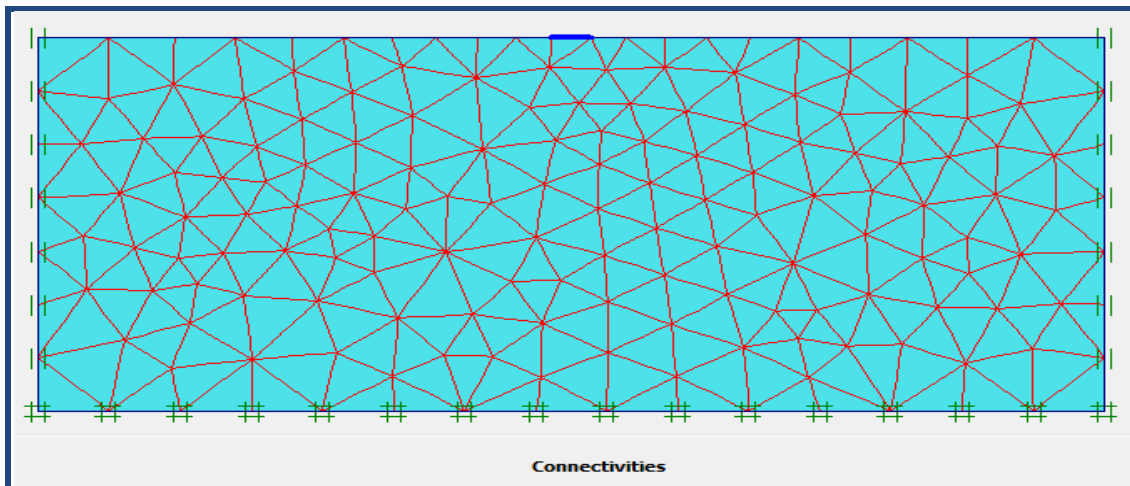


Figure 4.4 : Génération du maillage

### 4.2.1.4. Condition initiale

Par <Update> on accède au menu des conditions initiales.

- Accepter le poids volumique de l'eau.
- Laisser la nappe en profondeur : le sol sera supposé sec.
- Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales :

On obtient alors la fenêtre ci-dessous:

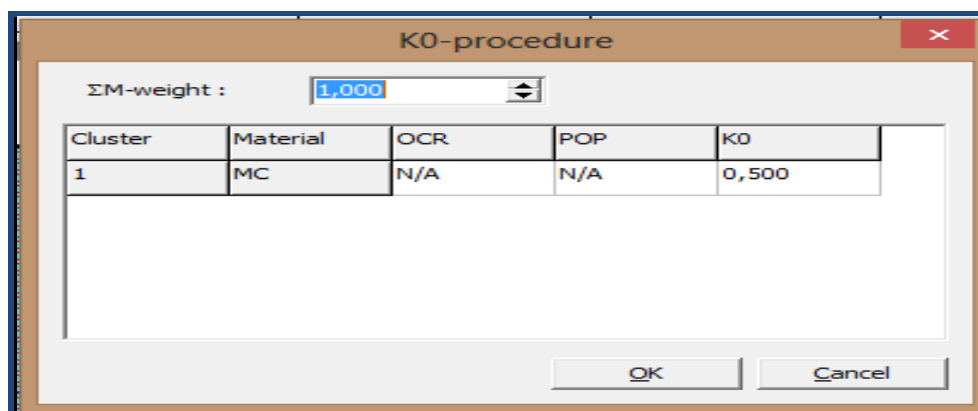


Figure 4.5 : Valeur par défaut du module  $K_0$  selon la formule de Jacky.

Les contraintes initiales sont alors calculées :

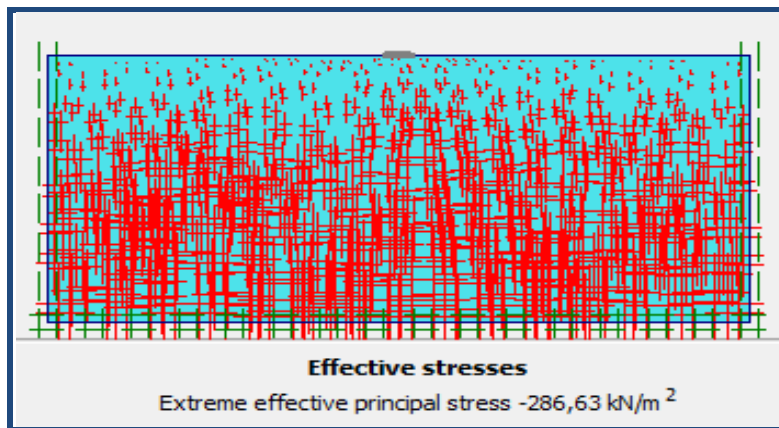


Figure 4.6 : Les contraintes initiales

#### 4.2.1.5. Phase de calcul

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déformations et les contraintes.

Le résultat est présenté dans les figures suivantes :

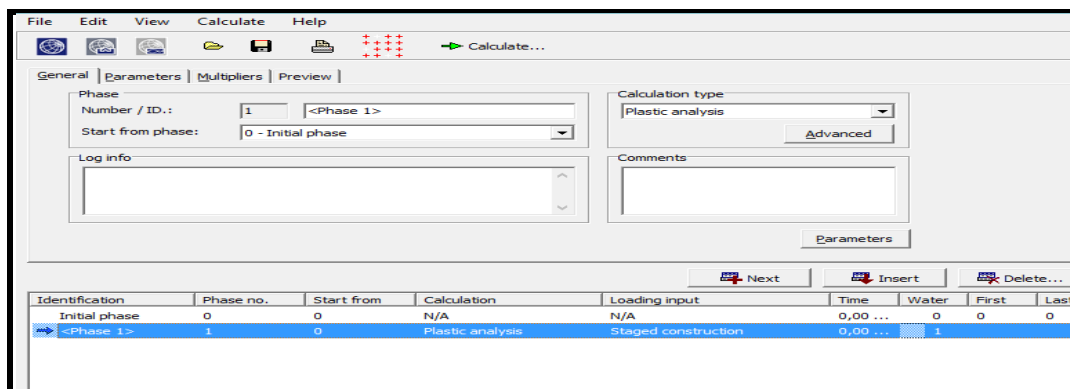


Figure 4.7 : phase de calcul

#### 4.2.1.6. Principaux résultats

##### a- déformations

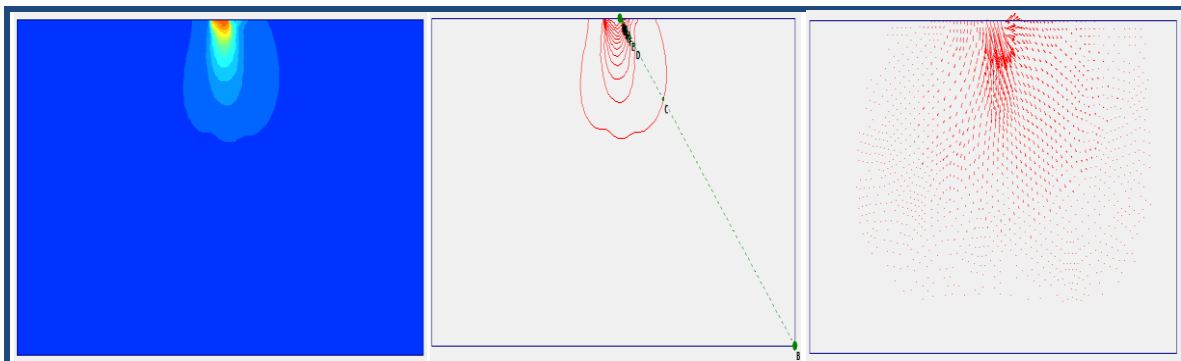


Figure 4.8 : déplacement total



Figure 4.9 : déplacement horizontale

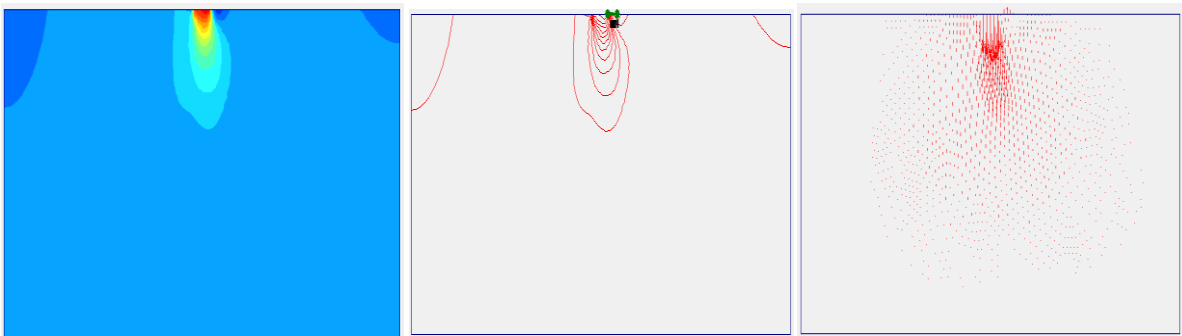


Figure 4.10 : déplacement verticale

**b- contraintes**

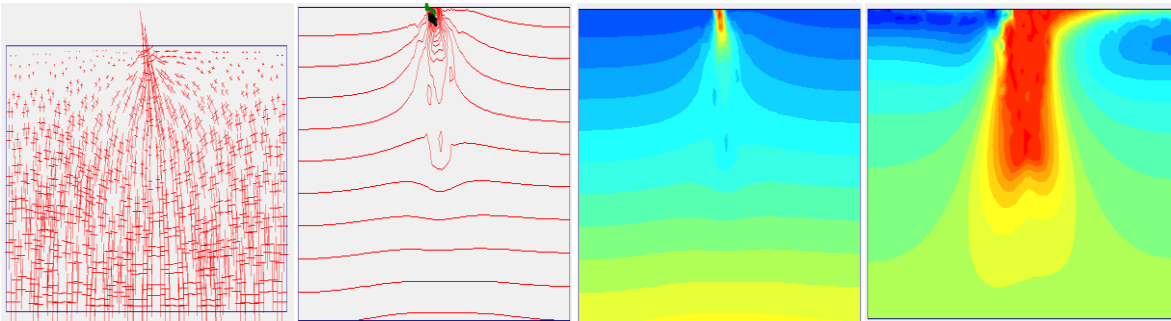


Figure 4.11 : Contraintes effectives

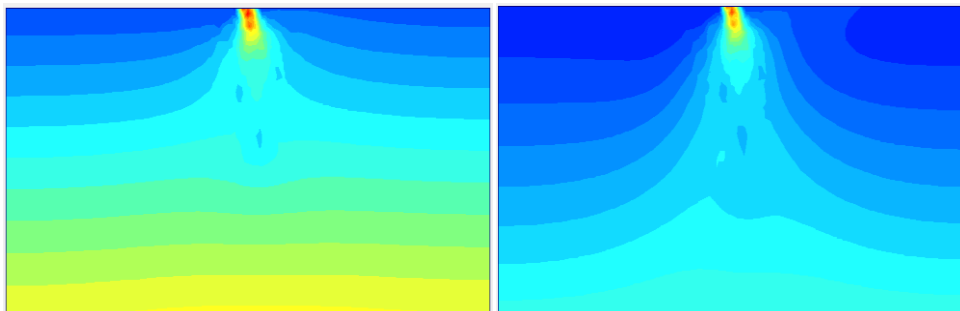


Figure 4.12 : Contraintes totale

c- Calcul de la capacité portante limite  $q_l$ 

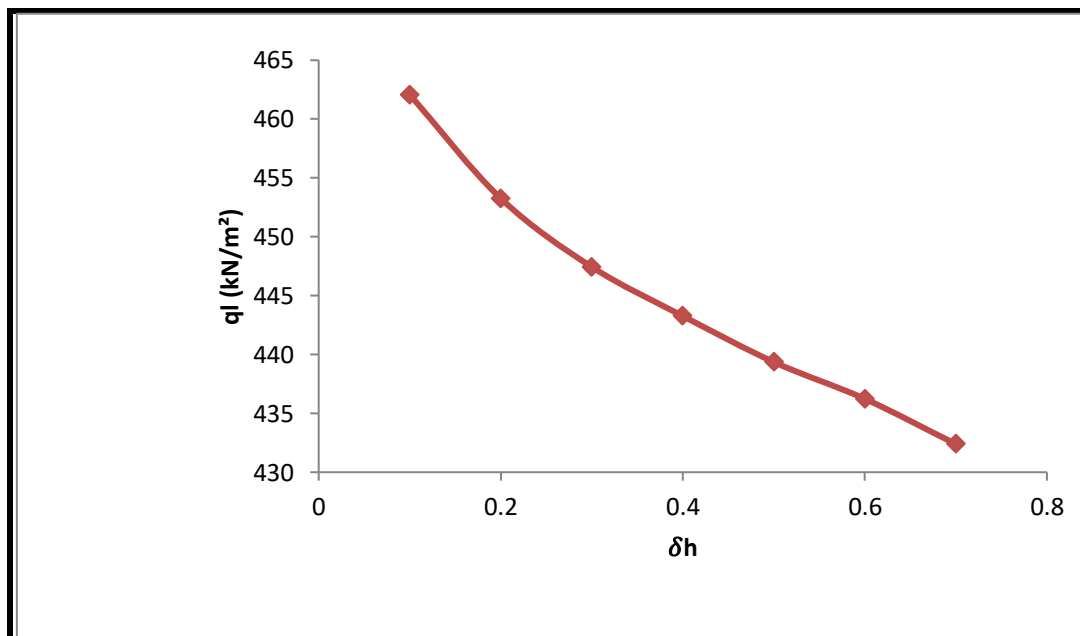
$\delta_h$	$\delta_v$	$Q_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\mu$	$\text{Cos}(\mu)$	$R$	$q_l$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,1	0,03	582	60	5,55	0,995	584,92	462,08
0,2	0,06	564	120	10,68	0,983	573,75	453,26
0,3	0,09	546	180	15,38	0,964	566,39	447,44
0,4	0,12	528	240	19,65	0,941	561,11	443,27
0,5	0,15	510	300	23,49	0,917	556,16	439,36
0,6	0,18	492	360	26,95	0,891	552,19	436,23
0,7	0,21	474	420	30,05	0,866	547,34	432,39

**Tableau 4.4** : Les valeurs de la capacité portante en fonction de  $\delta_h$  et  $\mu$

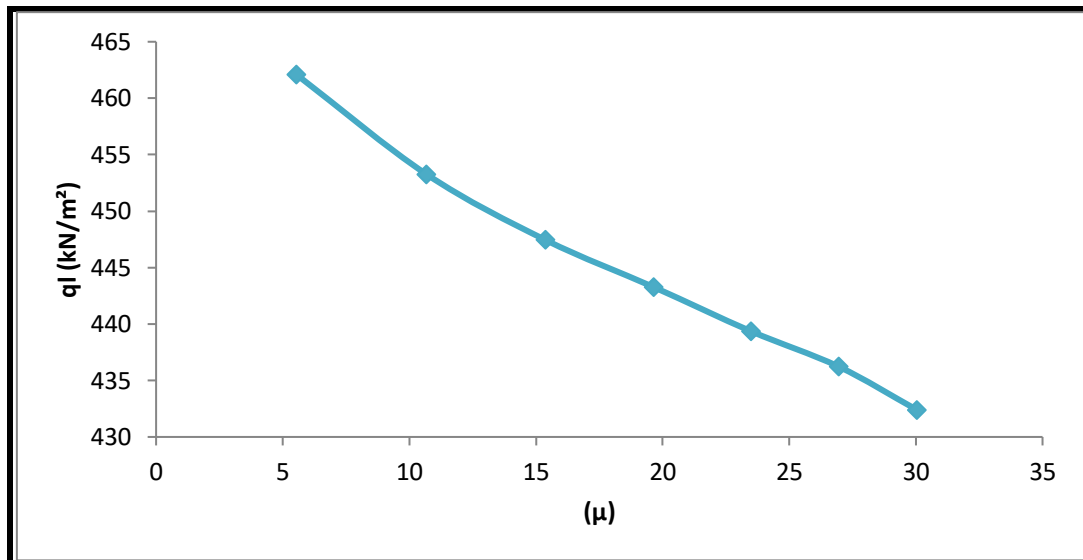
D'où  $\mu$  est l'angle d'inclinaison de la charge,  $R$  exprime la résultante de la force appliquée, et  $q_l$  la capacité portante limite, les formules sont représentées comme suit :

$$\mu = \text{tg}^{-1} \left( \frac{\delta_h}{1+\delta_v} \right) \quad (4.1)$$

$$R = \frac{Q_v}{\text{Cos}(\mu)} \quad (4.2)$$



**Figure 4.13** : Variation de la capacité portante en fonction de  $\delta_h$

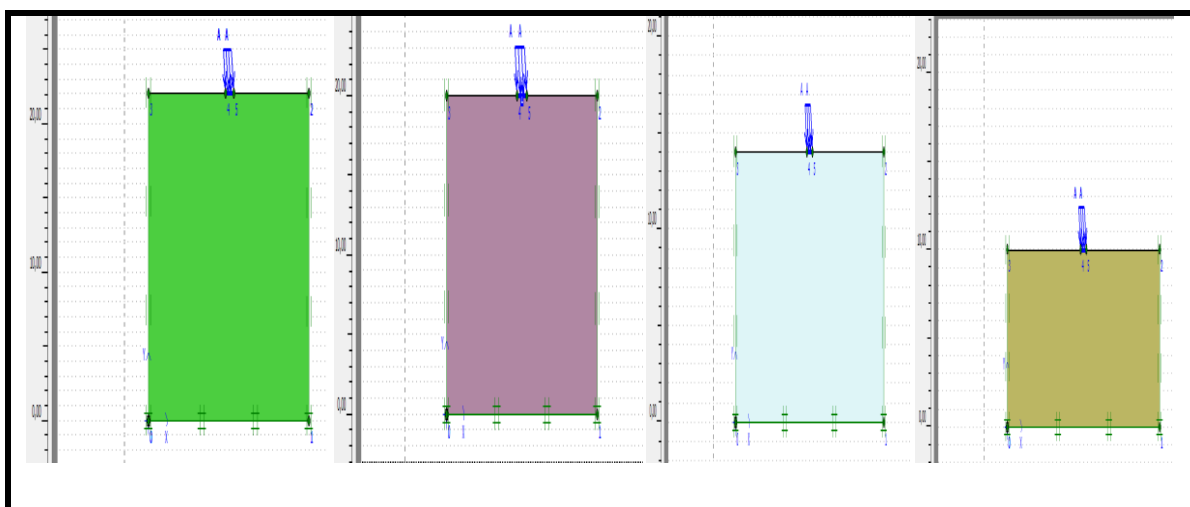


**Figure 4.14 :** Variation de la capacité portante en fonction de l'angle d'inclinaison  $\mu$ .

D'après les résultats qui sont représentés dans les figures (4.14 ; 4.15), on remarque que si on augmente le coefficient sismique  $\delta_h$  et l'angle d'inclinaison  $\mu$ , on remarque une nette diminution de la capacité portante de la fondation. Ce résultat nous incite à prendre en considération la variation du coefficient sismique dans nos calculs dynamique des structures pour éviter la ruine des ouvrages.

#### 4.2.2. Cas d'un sol homogène avec une variation de l'épaisseur de la couche

Dans ce cas on prendra un modèle de (10, 14, 18, 20, 22) m de hauteur, et 40 m de largeur avec une fondation de  $B=1,5\text{m}$  (demi-fondations). Le modèle de comportement utilisé est Mohr Coulomb, les caractéristiques de sol et de la fondation sont les mêmes que le premier cas.



**Figure 4.15 :** Définition de la géométrie du modèle avec la variation de l'épaisseur

#### 4.2.2.1. Génération du Maillage

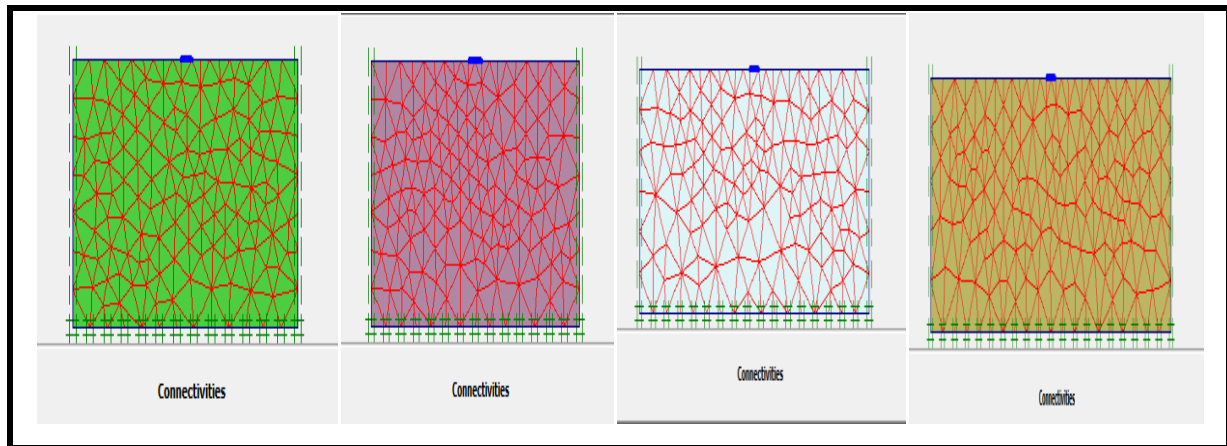


Figure 4.16 : Génération du maillage

#### 4.2.2.2. Principaux résultats

Les résultats sont représentés dans les figures ci-dessous :

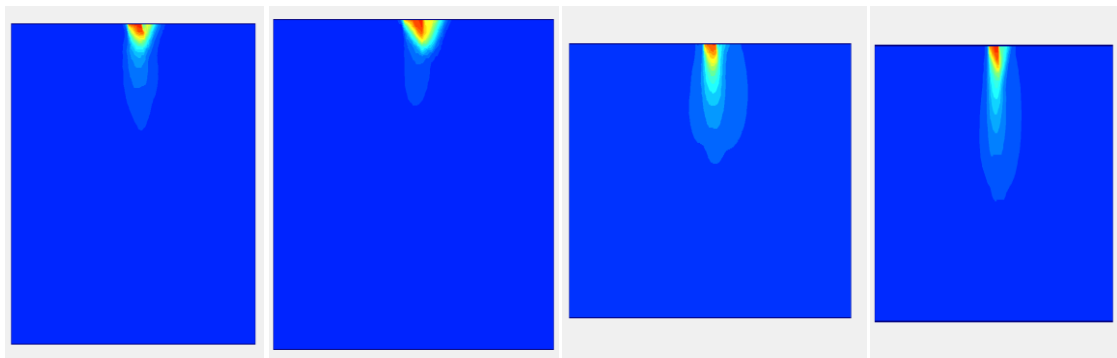


Figure 4.17 : déplacement total

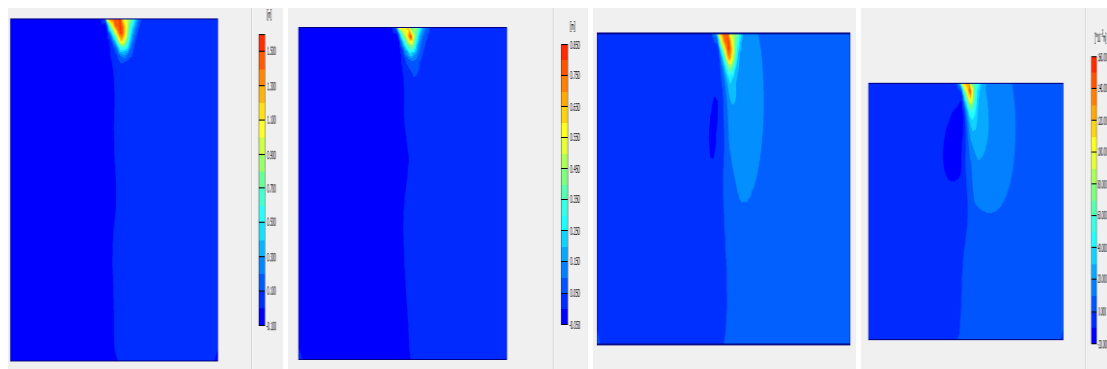


Figure 4.18 : déplacement horizontal



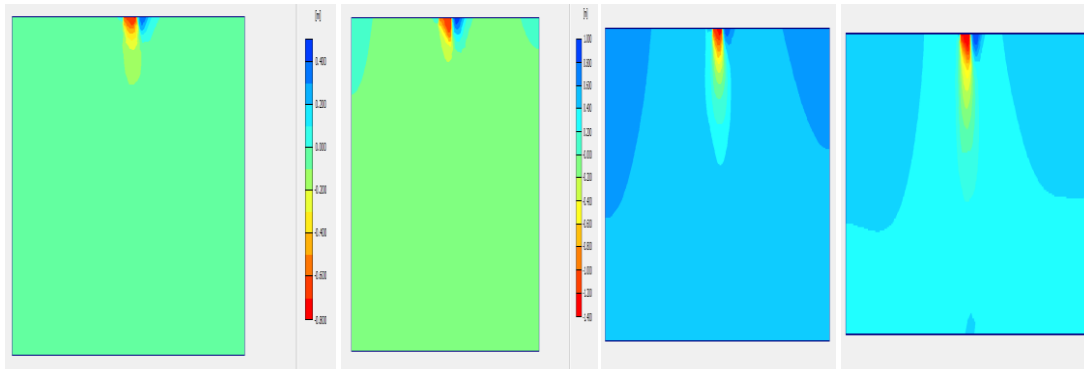


Figure 4.19 : déplacement verticale

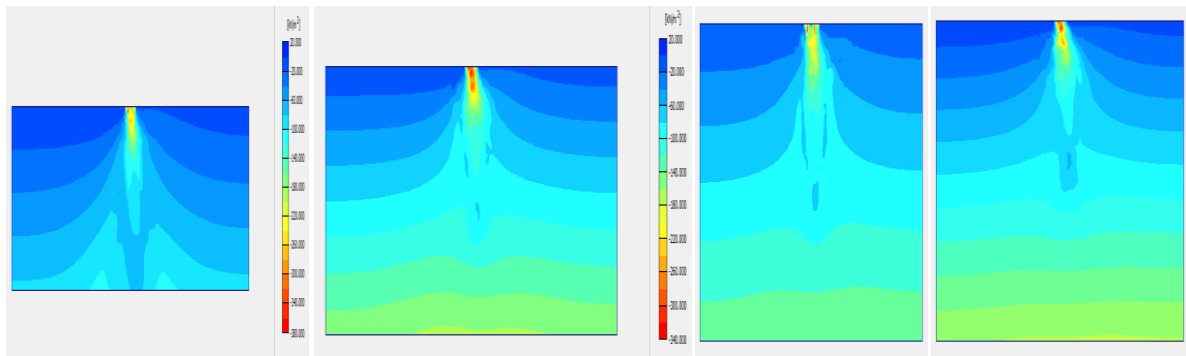
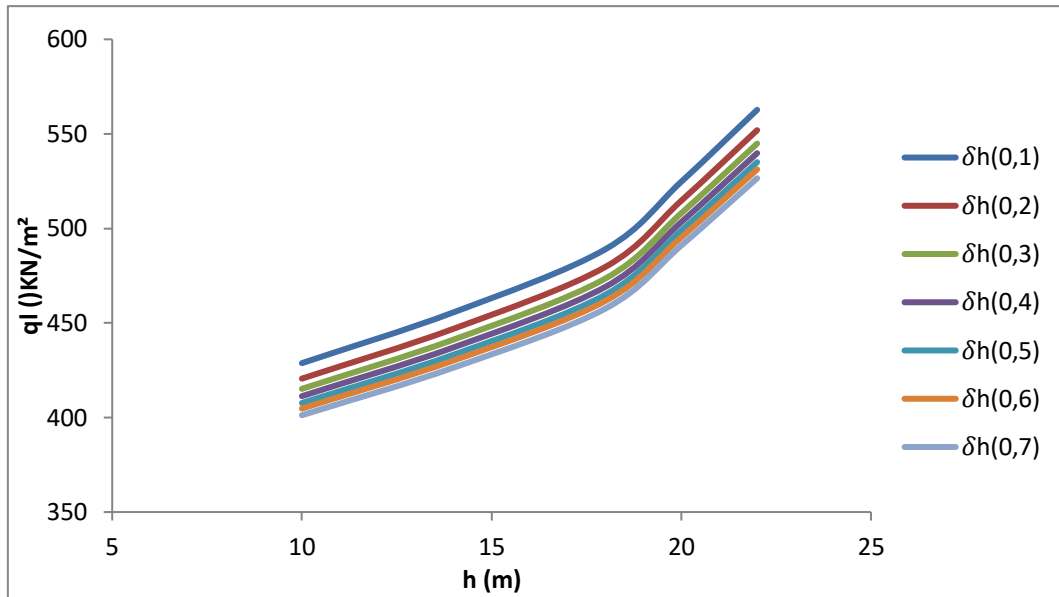


Figure 4.20 : Contraintes effectives

#### 4.2.2.3. Calcul de la capacité portante limite $q_l$

	h (m)	10	14	18	20	22
$q_l$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\delta_{h(0,1)}$	428,74	455,65	488,99	524,67	562,69
	$\delta_{h(0,2)}$	420,56	446,95	479,65	514,65	551,95
	$\delta_{h(0,3)}$	415,16	441,22	473,50	508,05	544,87
	$\delta_{h(0,4)}$	411,29	437,10	469,09	503,32	539,79
	$\delta_{h(0,5)}$	407,66	433,25	464,95	498,87	535,03
	$\delta_{h(0,6)}$	404,75	430,15	461,63	495,31	531,21
	$\delta_{h(0,7)}$	401,20	426,38	457,58	490,96	526,54

Tableau 4.5: Calcul de la capacité portante en fonction de la hauteur

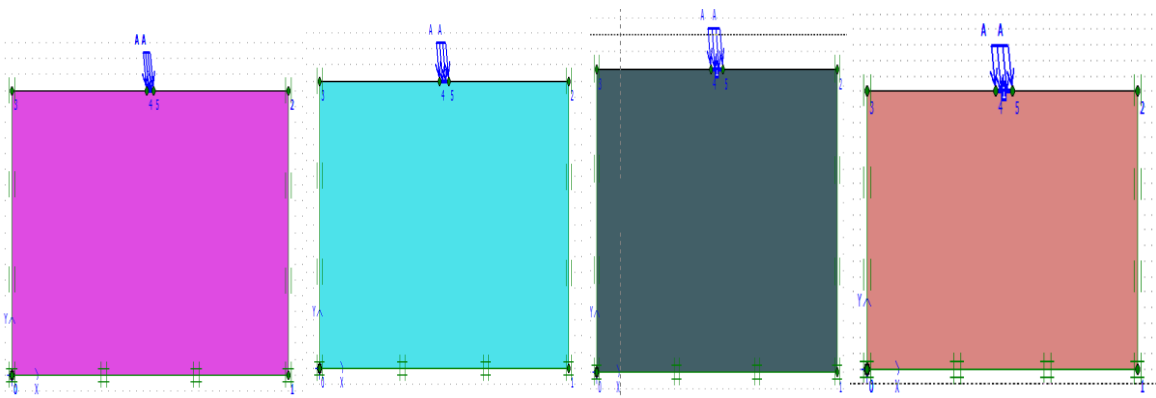


**Figure 4.21 :** Calcul de la capacité portante en fonction de la hauteur

D'après les résultats qui sont représentés dans la figure 4.22, on remarque que si on augmente l'épaisseur de la couche de la fondation, on remarque une augmentation de la capacité portante de la fondation. Ce résultat nous incite à prendre en considération la variation du coefficient sismique dans nos calculs dynamique des structures pour éviter la ruine des ouvrages.

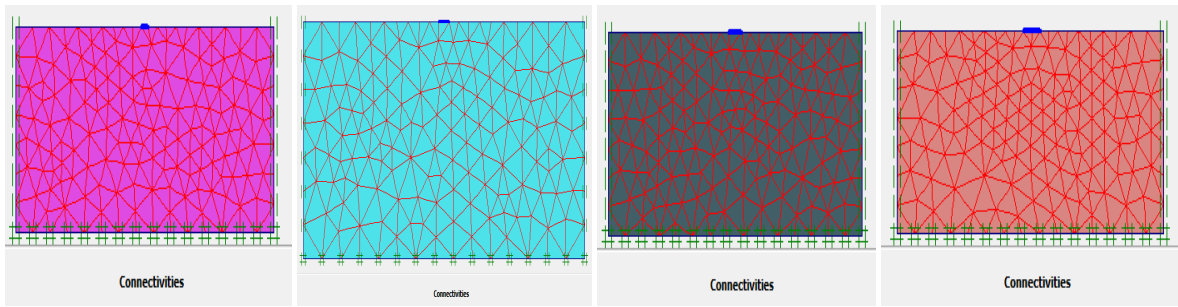
#### 4.2.3. Cas d'un sol homogène avec une variation de la largeur de la fondation

On prendra un modèle de 18 m de hauteur, et 40 m de largeur avec une fondation de  $B = (1 ; 1,5 ; 2 ; 2,5)$  m. Le modèle de comportement utilisé est Mohr Coulomb, les caractéristiques de sol et de la fondation sont les mêmes que le premier cas.



**Figure 4.22 :** Définition de la géométrie du modèle avec variation de largeur de la fondation

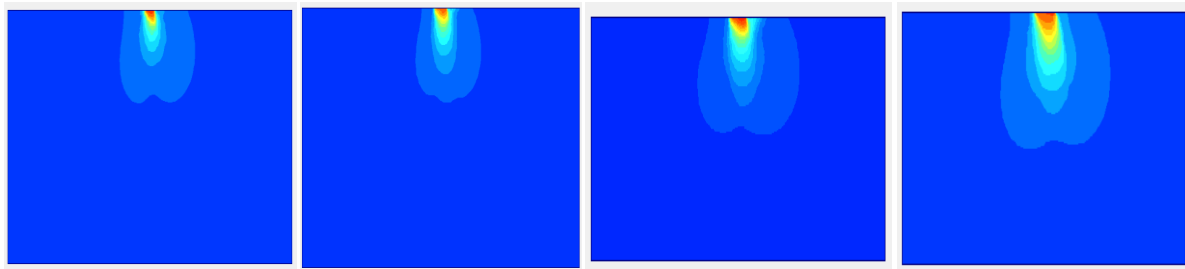
**4.2.3.1. Génération du Maillage**



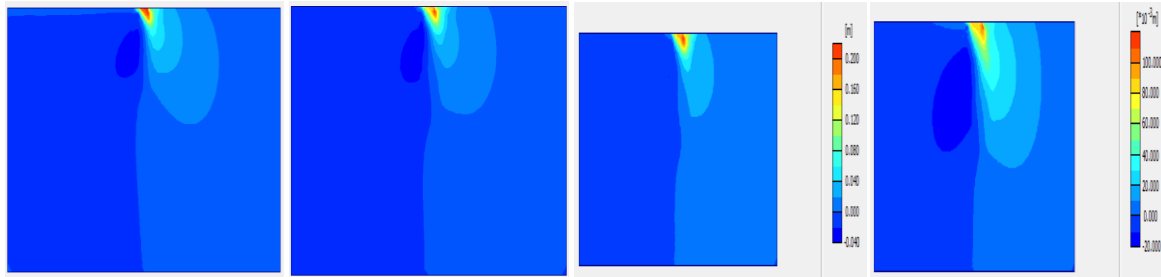
**Figure 4.23 : Génération du maillage**

**4.2.3.2. Principaux résultats**

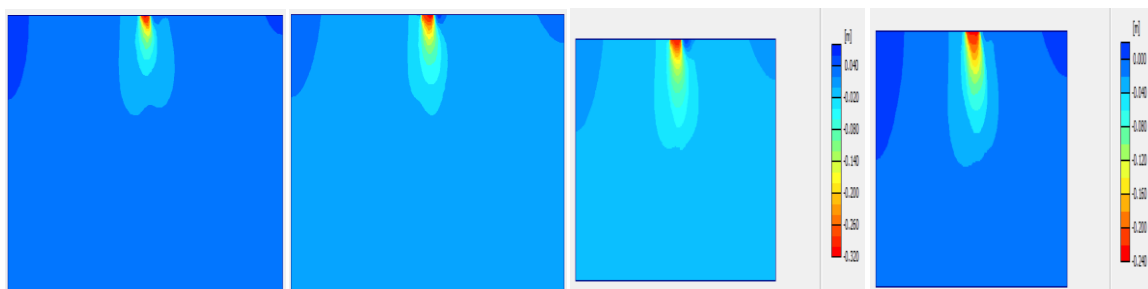
Les résultats sont représentés dans les figures ci-dessous :



**Figure 4.24 : déplacement totale**



**Figure 4.25 : déplacement horizontale**



**Figure 4.26 : déplacement verticale**

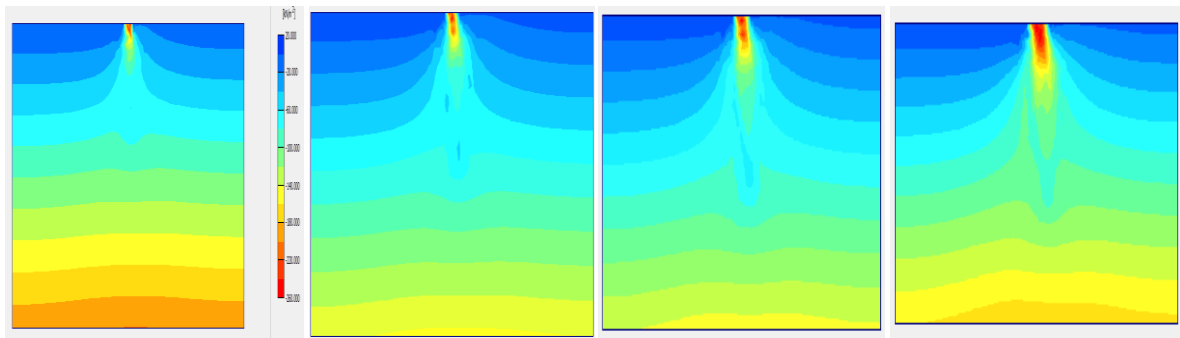


Figure 4.27 : Contraintes effectives

<b>B(m)</b>		<b>1</b>	<b>1,5</b>	<b>2</b>	<b>2,5</b>
<b>q<sub>l</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	$\delta_{h(0,1)}$	407,69	442,20	470,28	492,50
	$\delta_{h(0,2)}$	399,90	433,75	461,29	483,24
	$\delta_{h(0,3)}$	394,77	428,19	455,38	476,90
	$\delta_{h(0,4)}$	391,09	424,20	451,13	472,45
	$\delta_{h(0,5)}$	387,64	420,46	447,15	468,29
	$\delta_{h(0,6)}$	384,87	417,46	443,96	464,94
	$\delta_{h(0,7)}$	381,49	413,79	440,06	460,86

Tableau 4.6 : Calcul de la capacité portante en fonction de la largeur de la fondation

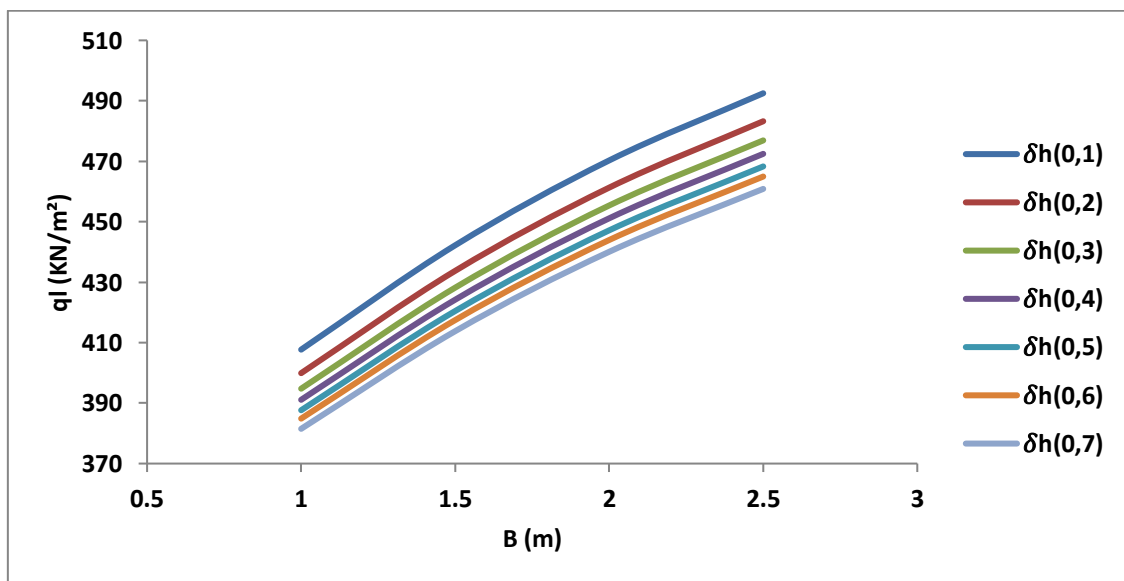


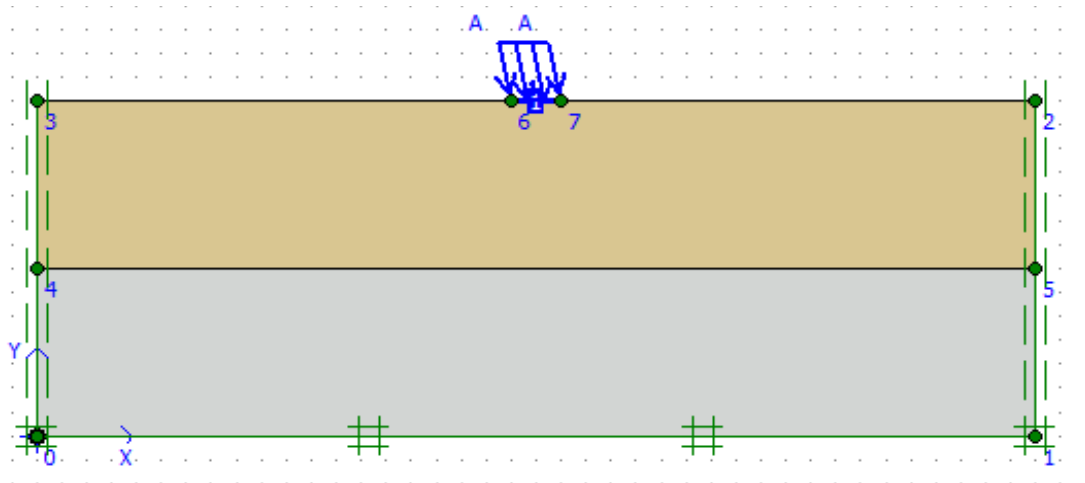
Figure 4.28 : Calcul de la capacité portante en fonction de la largeur avec une variation du coefficient sismique horizontale

D'après les résultats qui sont représentés dans la figure 4.28, on remarque que si on augmente la largeur de la fondation, on remarque une augmentation de la capacité portante de la fondation ; et on remarque aussi que si on augmente le coefficient sismique  $\delta_h$  et l'angle d'inclinaison  $\mu$ , on remarque une nette diminution de la capacité portante de la fondation.

Ce résultat nous incite à prendre en considération la variation du coefficient sismique dans nos calculs dynamique des structures pour éviter la ruine des ouvrages.

#### 4.2.4. Cas d'un sol bicouche (Sable lâche + Marne)

On prendra un modèle de 14 m de hauteur (7 m pour la couche de sable et 7 m pour la couche de la marne), 40 m de largeur avec une fondation de  $B=2$  m. Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes (plane strain), le maillage est formé d'éléments triangulaires à 15 nœuds pour le sol et d'élément poutre pour la fondation.



**Figure 4.29 :** Définition de la géométrie du modèle.

- Les coordonnées des points sont représentées dans le tableau 4.7 suivant:

Point	X [m]	Y [m]
0	0,000	0,000
1	40,000	0,000
2	40,000	14,000
3	0,000	14,000
4	0,000	7,000
5	40,000	7,000
6	19,000	14,000
7	21,000	14,000

**Tableau 4.7** Coordonnées des points

## 4.2.4.1. Caractéristiques des sols

Paramètres	Nom	Sable lâche	Marne	unité
Type de comportement	type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{unsat}}$	16	16	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	18	18	KN/m <sup>3</sup>
Module de young	$E_{\text{ref}}$	$1,2 \cdot 10^4$	$2,8 \cdot 10^4$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0,3	0,3	-
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	0,1	47	KN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement	$\phi$	34	33	°
Angle de dilatation	$\psi$	4	3	°
Facteur de rigidité	$R_{\text{inter}}$	1	1	Rigide

Tableau 4.8 : Caractéristiques du sol

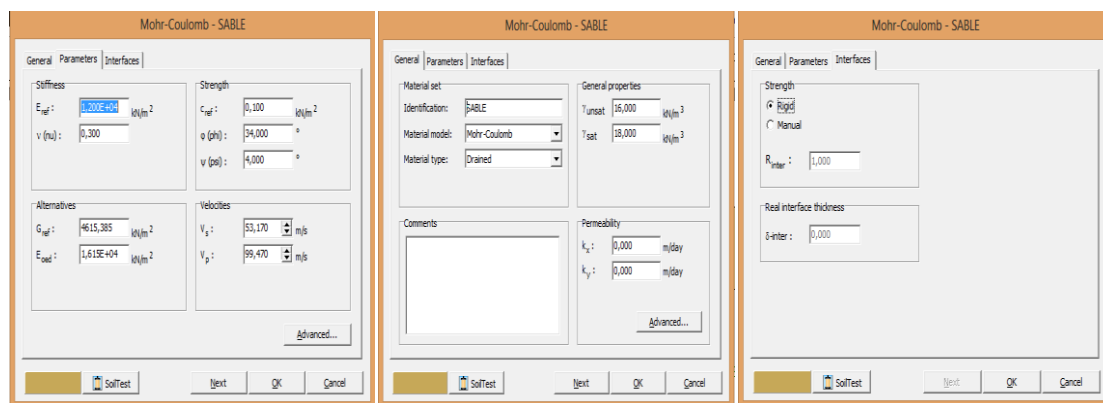


Figure 4.30 : Caractéristique du « Sable »

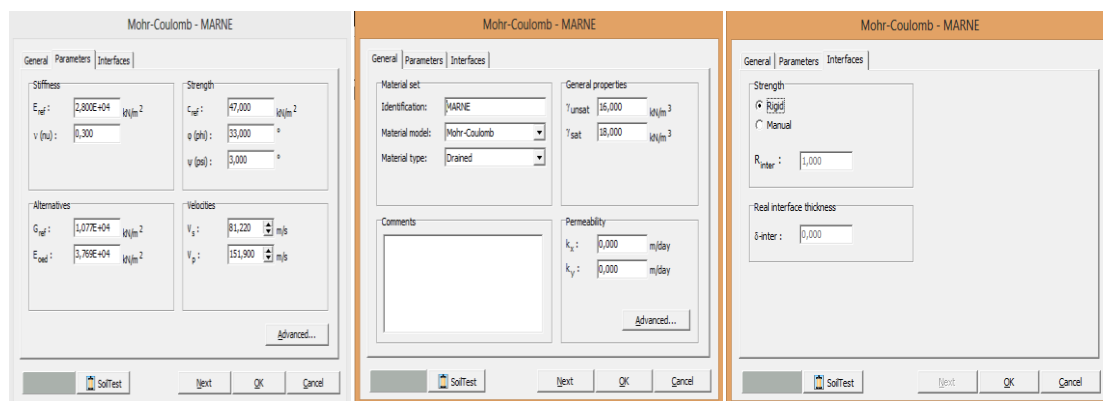


Figure 4.31 : Caractéristique du « Marne »

#### 4.2.4.2. Génération du Maillage

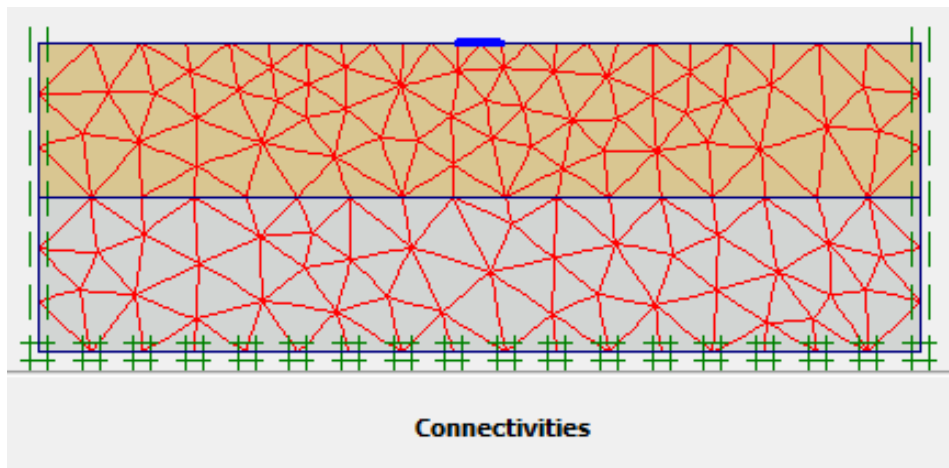


Figure 4.32 : Génération du Maillage

#### 4.2.4.3. Principaux résultats

##### a-Déformation :

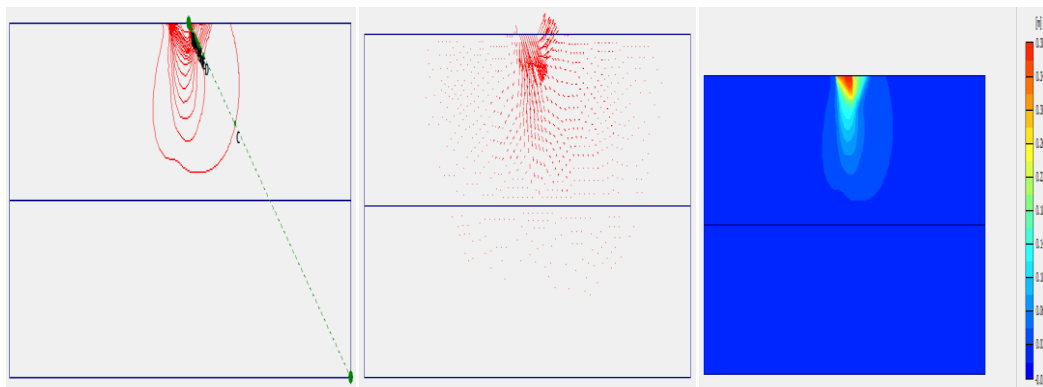


Figure 4.33 : Déplacement totale

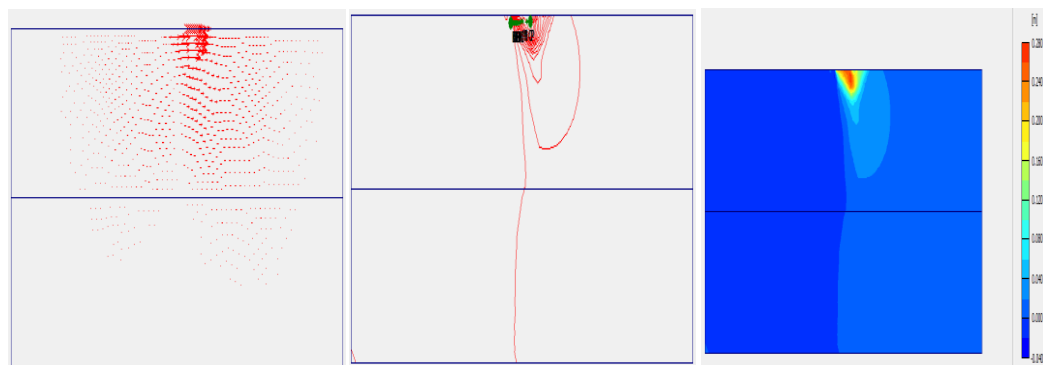


Figure 4.34 : Déplacement horizontale

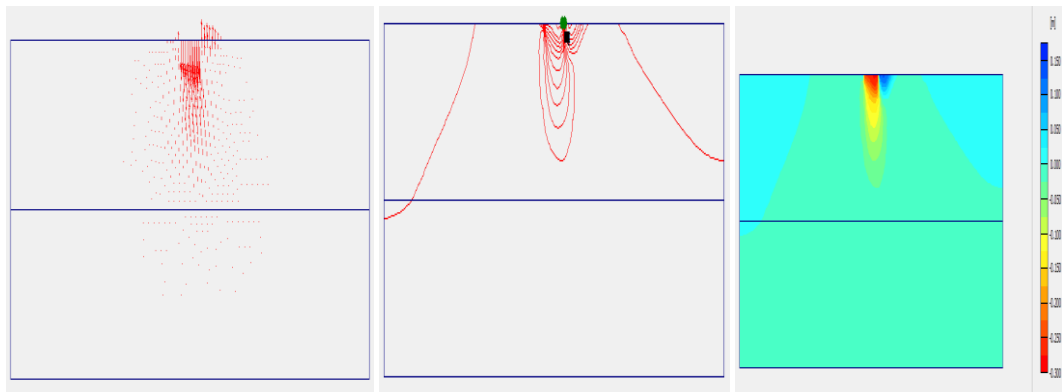


Figure 4.35 : Déplacement Verticale

## b-Contraintes effectives :

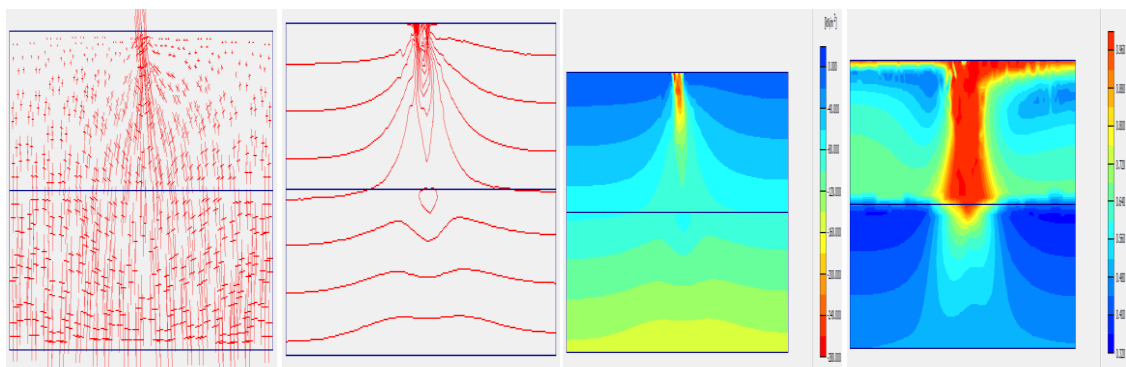


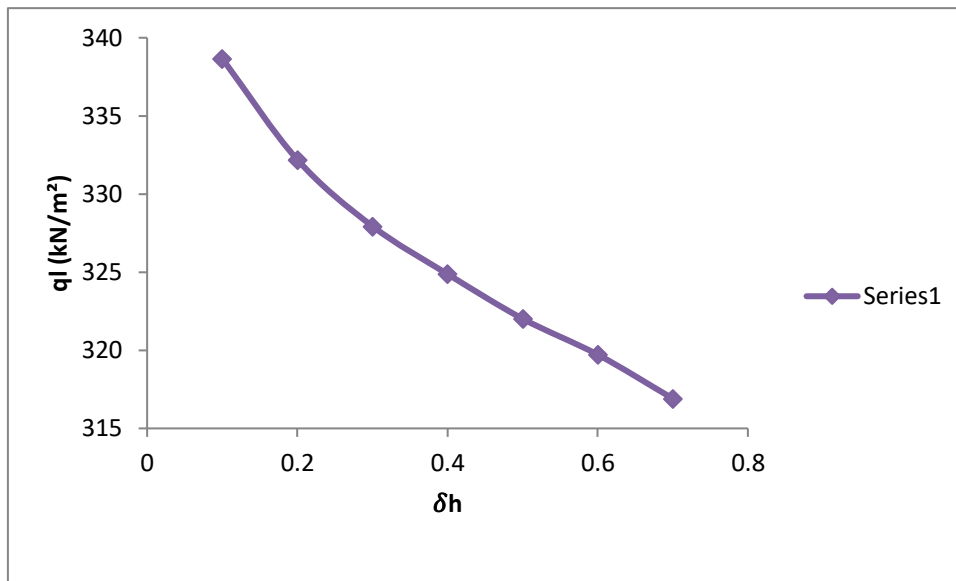
Figure 4.36 : Contraintes effectives

c- Calcul de la capacité portante limite  $q_l$ 

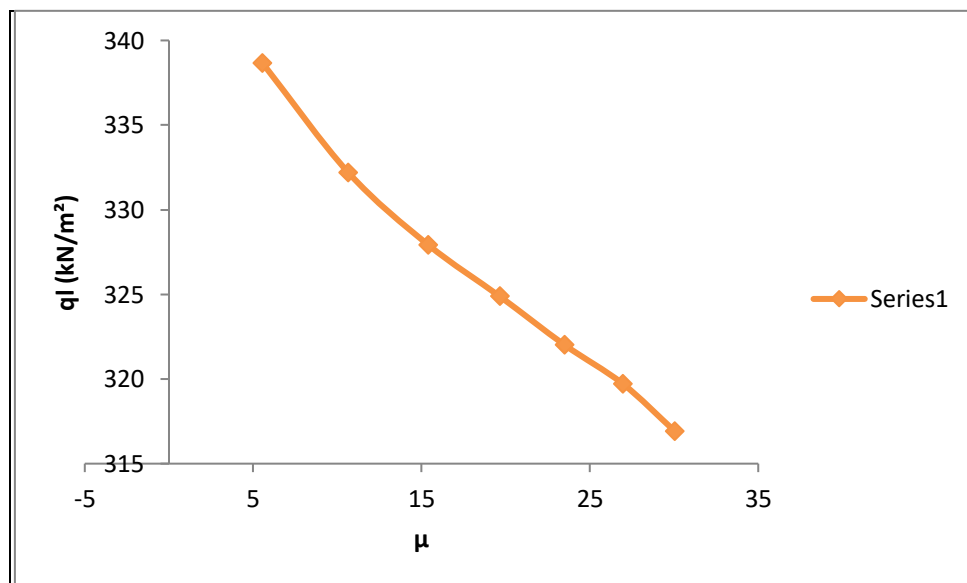
$\delta_h$	$\delta_v$	$Q_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\mu$	$\text{Cos}(\mu)$	$R$	$q_l$ (KN/m <sup>2</sup> )
<b>0,1</b>	0,03	582	60	<b>5,55</b>	0,995	584,92	<b>338,67</b>
<b>0,2</b>	0,06	564	120	<b>10,68</b>	0,983	573,75	<b>332,20</b>
<b>0,3</b>	0,09	546	180	<b>15,38</b>	0,964	566,39	<b>327,94</b>
<b>0,4</b>	0,12	528	240	<b>19,65</b>	0,941	561,11	<b>324,88</b>
<b>0,5</b>	0,15	510	300	<b>23,49</b>	0,917	556,16	<b>322,02</b>
<b>0,6</b>	0,18	492	360	<b>26,95</b>	0,891	552,19	<b>319,72</b>
<b>0,7</b>	0,21	474	420	<b>30,05</b>	0,866	547,34	<b>316,91</b>

Tableau 4.9 : Les valeurs de la capacité portante en fonction de  $\delta_h$  et  $\mu$





**Figure 4.37 :** Variation de la capacité portante en fonction de  $\delta_h$ .



**Figure 4.38 :** Variation de la capacité portante en fonction de  $\mu$ .

D'après les résultats qui sont représentés dans les figures (4.38 ; 4.39), on remarque que si on augmente le coefficient sismique  $\delta_h$  et l'angle d'inclinaison  $\mu$ , on remarque une nette diminution de la capacité portante de la fondation. Ce résultat nous incite à prendre en considération la variation du coefficient sismique dans nos calculs dynamique des structures pour éviter la ruine des ouvrages.

#### 4.2.5. Cas d'un sable lâche

On prendra un modèle de 14 m de hauteur, 40 m de largeur avec une fondation de  $B=2$  m. Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes (plane strain), le maillage est formé d'éléments triangulaires à 15 nœuds pour le sol et d'élément poutre pour la fondation.

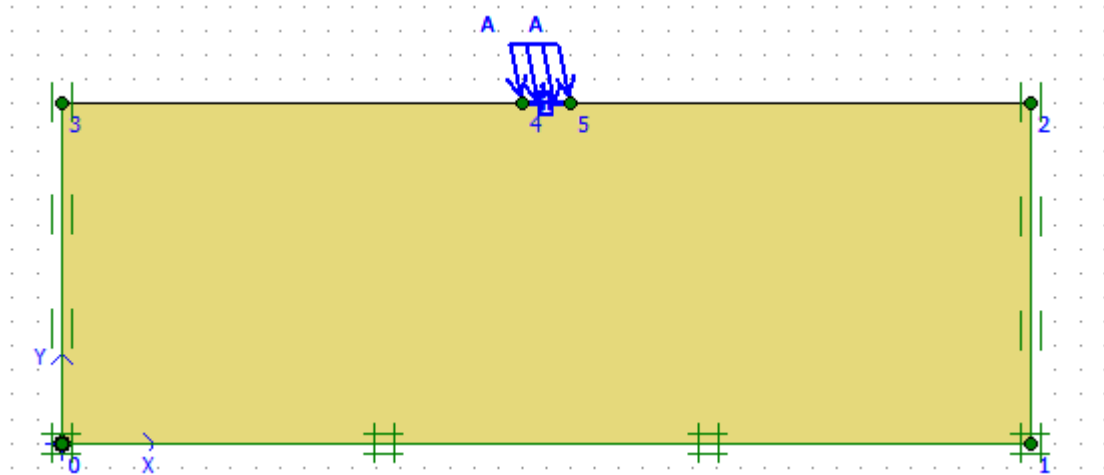


Figure 4.39 : définition du modèle.

Les caractéristiques du sol et de fondation, sont les mêmes caractéristiques du « sable lâche » de sol bicouche.

##### 4.2.5.1. Principaux résultats

###### a-Déformation :

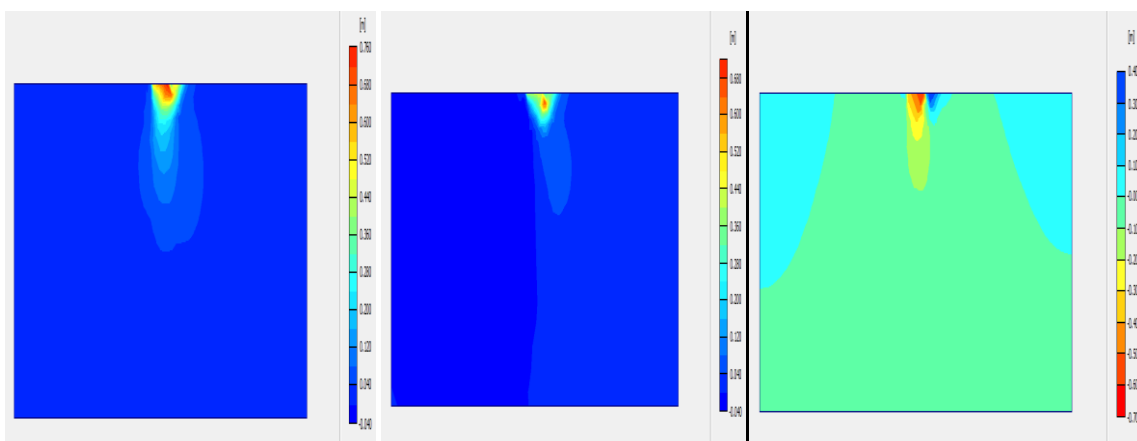
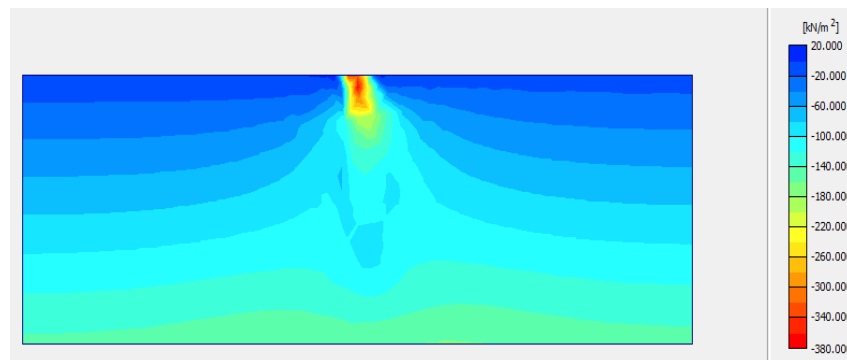


Figure 4.40 : (a) déplacement total, (b) déplacement horizontale, (c) déplacement verticale.

**b-Contraintes effectives :****Figure 4.41 :** Contrainte effective.**c- Calcul de la capacité portante limite  $q_l$** 

$\mu$	5,55	10,68	15,38	19,65	23,49	26,95	30,05
$\delta_h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$q_l(\text{KN/m}^2)$	426,40	418,26	412,90	409,05	405,44	402,55	399,01

**Tableau 4.10 :** Les valeurs de la capacité portante en fonction de  $\delta_h$  et  $\mu$ **d- Comparaison entre le cas d'un sol bicouche et le cas d'un sable lâche**

La capacité portante du sable lâche est plus forte par rapport à la capacité portante du sol bicouche (sable lâche + marne), cela implique que les caractéristiques du sable lâche sont plus fortes que de la marne.

**4.3. Calcul analytique de la capacité portante sous chargement sismique**

Badhu et El-karni (1993) ont présenté une formulation analytique de la capacité portante d'une fondation filante elle est basée sur l'extension de la formule de Meyerhof, ils ont ajouté un coefficient correcteur qui prend en considération l'effet sismique, la formule est représentée comme suit :

$$q_l = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot e_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot e_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot D_f \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot e_\gamma$$

La méthode de Badhu et El-karni est présentée en détails dans le 2ème chapitre.

**4.3.1. Exemple de calcul « premier cas »**

➤ Calcul des facteurs de portances :

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$N_c = (18,33 - 1) \cdot \tan(30) = 30,01$$

$$N_q = e^{n \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Nq = e^{n \cdot \tan 30} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2}\right) = 18,33$$

$$N\gamma = (Nq - 1) \cdot \tan(1,4\phi)$$

$$N\gamma = (18,33 - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot 30) = 15,60$$

➤ Calcul des facteurs de forme :

Comme la fondation est filante donc :  $S_c = S_q = S_\gamma = 1$

➤ Calcul des facteurs de profondeur :

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} \quad ; \quad \text{tel que : } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 3$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{3} \cdot \frac{1}{1,5} = 1,23$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{3} \cdot \frac{1}{1,5} = 1,12$$

➤ Calcul des facteurs d'inclinaison :

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\mu}{90^\circ}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\mu}{\phi}\right)^2$$

Les résultats des facteurs  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  sont représentés dans le tableau ci-dessous :

$\mu$	5,55	10,68	15,38	19,65	23,49	26,95
$i_c = i_q$	0,94	0,88	0,83	0,78	0,74	0,70
$i_\gamma$	0,66	0,41	0,24	0,12	0,05	0,01

**Tableau 4.11** : Valeurs des coefficients d'inclinaison dépend de l'angle  $\mu$ .

➤ Calcul des coefficients sismiques :

$$e_c = e^{-4,3 \cdot (\delta h)^{(1+D)}}$$

$$e_q = (1 - \delta v) \cdot e^{\left[-\left(\frac{5,3 \cdot (\delta h)^{1,2}}{1 - \delta v}\right)\right]}$$

$$e_\gamma = \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \delta v\right) \cdot e^{\left[-\left(\frac{9 \cdot (\delta h)^{1,2}}{1 - \delta v}\right)\right]}$$

Les résultats des facteurs  $e_c$ ,  $e_q$ ,  $e_\gamma$  sont représentés dans le tableau ci-dessous :

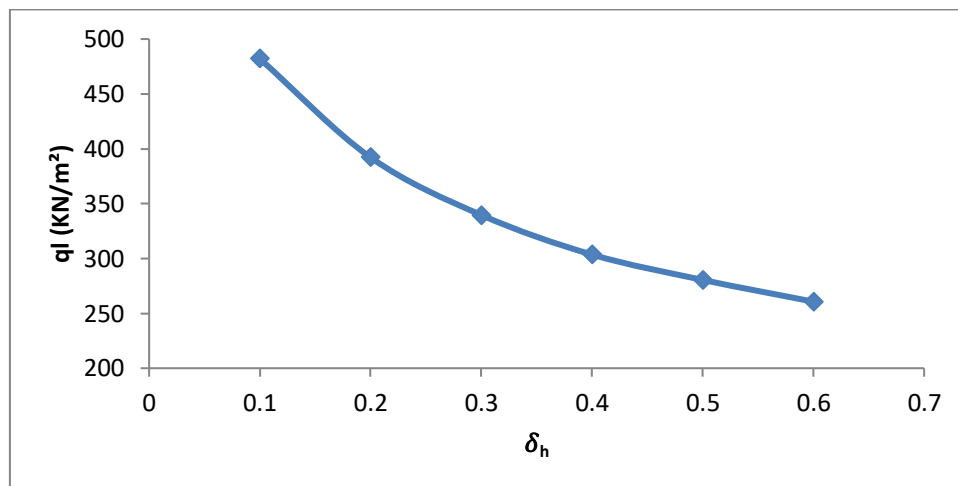
$\delta_h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\delta_v$	0,03	0,06	0,09	0,12	0,15	0,18
$e_c \approx 1$						
$e_q$	0,69	0,41	0,23	0,12	0,06	0,02
$e_\gamma$	0,55	0,25	0,10	0,03	0,01	0,007

**Tableau 4.12** : Les valeurs des coefficients sismiques dépendent de  $\delta_h$  et  $\delta_v$ .

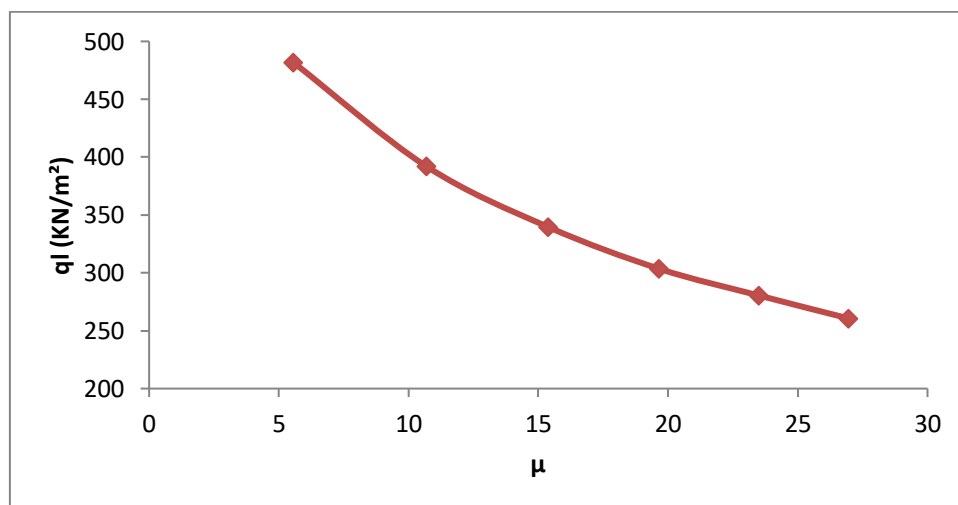
On remplace les résultats de calculs dans la formule (4.3), on obtient les valeurs suivantes :

$\delta_h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\mu$	5,55	10,68	15,38	19,65	23,49	26,95
$q_l$	482,04	392,14	339,61	303,57	280,48	260,67

**Tableau 4.13** : Les valeurs de la capacité portante dépendent de  $\delta_h$  et  $\mu$ .



**Figure 4.42** : Variation de la capacité portante en fonction de  $\delta_h$ .



**Figure 4.43** : Variation de la capacité portante en fonction de  $\mu$ .

#### **4.4. Comparaison entre les deux méthodes**

D'après le tableau (4.13), nous avons constaté que les valeurs de la capacité portante analytique sont plus faible par rapport à celles calculées numériquement, en utilisant la méthode des éléments finis (plaxis). Cela veut dire que la méthode analytique ne sur estime pas le calcul de la capacité portante d'une fondation filante.

## Conclusion Générale

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie civil, spécialité Géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de la géotechnique, qui est l'étude du comportement sismique des fondations superficielles filante et spécialement le calcul de leur capacité portante d'une fondation superficielle sous chargement sismiques, et d'orientés vers la nouvelle philosophie de la conception des structures et des fondations plus stable vis-à-vis les conditions sismiques.

Le travail présenté dans ce mémoire, est l'analyse de l'effet de l'inclinaison de la charge sismique sur la capacité portante d'une fondation superficielle. L'étude à été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D V.8.6 ou le sol à été modilisé avec la loi de comportement de Mhor-Coulomb en variant un certain nombre de paramètres tels que : largeur de la fondation, épaisseur de la couche, et le type de sol, après une comparaison avec la méthode analytique de Badhu et El-karni (1993). D'après le travail présenté dans ce mémoire, on peut tirées les conclusions suivants :

1. la capacité portante de la fondation diminue si on augmante le coefficient sismique  $\delta_h$  et l'angle d'inclinaison  $\mu$ .
2. On a constater que avec une augmentation de la largeur de la fondation et de l'épaisseur de la couche, la capacité portante de la fondation augmente.
3. La capacité portante du sable lache est plus forte par rapport a la capacité portante du sol bicouche (sable lache + marne), cela implique que les caractéristiques du sable lache sont plus forts que de la marne.
4. les valeurs de la capacité portante analytique (Méthode de Badhu et El-karni), sont plus faible par rapport à celles calculées numériquement par le logiciel « plaxis ». ce qui rend cette méthode conservatrice.

- [1] Vesic, A.S, 1973, Analysis of ultimate loads of shallow foundations, « journal of soil Mechanics and foundations division, American society of civil engineers.
- [2] Ali Bouafia : Introduction a la dynamique des sol, Tom 2, calcul dynamiques des ouvrages géotechniques. Office des publications universitaires, Alger, 2010.
- [3] Costet,J.& Sanglerat,G : cours pratique de mécanique des sols, Tom 2. Dunod, Paris.1969.
- [4] Prandl L. (1921). Journal of applied mathematics and mechanics :vol 1,n°1.
- [5] Richards, R.Jr., D.G. Elms et M. Badhu 1993 « seismic bearing capacity and settlements of foundations ». journal of geotechnical engineering, vol. 119, n°4, P.662-674.
- [6]Meyerhof G.G. (1963). Some recent research on bearing capacity of foundations. Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical Journal, vol.1, n°1, 16-26
- [7] Brinch Hansen J. (1995).Bearing capacity of shallow strip footings in clay. Proceedings, 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico.
- [8] Brinch Hansen J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, n° 28, 5-11.
- [9] Chen W.F (1975) ; Limit analysis and soil plasticit. Elsevier, Amesterdam, 638 pages.
- [10] Chen W.F , McCarron W.O ; 1991. Bearing capacity of shallow foundations. Chapter 4 in « foundation engineering handbook »,edited by H.Y.Fang. Van Nostrand Reinhold, New York.
- [11] Badhu et Al-karni ; la capacité portante sismique des sols, Géotechnique ; 1993 ;43(1), 181-7.
- [12] Fondations et procédés d'amélioration- Guide d'application de l'Eurocode8 (parasismique), AFNOR/EYROLLES, 2013.
- [13] Boulon M. Flavingny E, Malecot y et « pratique des éléments finis en Géotechnique », document1, laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.
- [14] <https://www.thesis.univ-biskra.dz/1106/5/Chapitre%252003>