

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :.../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع: / 2018



Mémoire de Master
Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Thème :

**Etude numérique de la capacité portante d'une
fondation superficielle sous charge inclinée**

Etudiante :

Bahamma Somia

Encadreur :

• Pr Benmeddour Djamel

• Dr Med Younes Ouahab

Promotion : Juin 2018

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à

Mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices.

A mon frère et mes deux sœurs, à

Tous mes amis (es).

Mes collègues de promotion, et à tous

Personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Remerciements

Nous remercions ALLAH le tout

Puissant qui nous a éclairé le bon chemin

*Nous remercions notre encadreur **Pr BENMEDDOUR DJAMEL***

*De nous avoir encadré durant cette année de préparation du projet de fin 'étude
et de nous avoir guidé et nous mettre sur la bonne voie de la Recherche*

*Nous remercions beaucoup l'ensemble des enseignants de département de génie
civil pour la formation qu'ils nous ont assuré au long*

De notre cursus Universitaire.

*Et nous remercions **Dr Med Younes Ouahab***

*Nous tenons à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury d'avoir
accepté ce travail.*

Enfin un amical remerciement à tous nos amis a leur soutien.

Merci à tous des fonds du cœur.

Bahamma Somia



Résumé

L'estimation de la capacité portante est largement étudiée en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécanique. Les calculs sont basés sur la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glissement et la méthode d'analyse limite. Malgré la diversité des méthodes de calcul, l'écart entre les valeurs des facteurs de portance est très large surtout pour les grandes valeurs de l'angle de frottement. L'utilisation de la méthode des éléments finis dans le domaine géotechnique est très courante pour les problèmes complexes qui nécessitent la détermination des contraintes et des déformations dans le massif de sol de fondation.

Cette étude s'intéresse à l'analyse élasto-plastique par éléments finis (code plaxis) de la capacité portante des fondations superficielles, reposant sur des sols cohérents non homogènes soumis à l'action d'une charge inclinée. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de facteur de capacité portante N'_c et de facteur d'inclinaison i_c et des courbes enveloppes dans le plan $V-$. Ainsi l'influence de certain paramètre tel que l'angle d'inclinaison et le gradient d'augmentation de cohésion.

Mots clés : Fondation filante, capacité portante, base rigide, argile non homogène, charge inclinée, Plaxis.

المخلص

يعد حساب قدرة التحمل للأساسات من اهم الدراسات الجيوتقنية التي تدرس على نطاق واسع في ضوء مختلف من المعايير الهندسية والميكانيكية للتربة. وتستند الحسابات على طريقة التوازن الحدي. وطريقة حدود الانزلاق وطريقة التحليل الحدي. على الرغم من التنوع في طرق الحساب الا ان الفرق بين عوامل قدرة التحمل واسع جدا. خاصة عند زوايا الاحتكاك الكبيرة. استخدام طريقة العناصر المنتهية في مجال الجيوتقنية امر شائع جدا من اجل المسائل المعقدة والتي تتطلب تعيين الاجهادات ولتشوهات في كل من نقاط تربة الأساس.

تهتم هذه الدراسة بالتحليل المرن للطن بواسطة العناصر المنتهية لقدرة تحمل الاساسات السطحية المغروسة في تربة طينية غير متجانسة ذات سمك محدود ومعرضة لحمولات مائلة او غير مركزية. النتائج المتحصل عليها عرضت على شكل معامل سعة الحمولة ومعامل الميلان للقوة المطبقة وكذلك البيانات الحدية إضافة الى تأثير بعض المتغيرات مثل زاوية الميلان وعامل الزيادة في التماسك.

الكلمات المفتاحية

الاساسات المستمرة، قدرة تحمل التربة، قاعدة صلبة. تربة طينية غير متجانسة. عامل ميلان.

Sommaire**Introduction générale****Chapitre I : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles**

I.1. Introduction.....	4
I.2. Fondation superficielle	4
I.3. Principaux types de fondations superficielles.....	5
I.3.1. Les fondations filantes.....	6
1.3.2. Les fondations isolées	6
I.3.3. les radiers ou dallages	6
I.4. Les fonctions des fondations.....	7
I.5. Description de la rupture d'une fondation superficielle	7
I.5.1. Comportement d'une semelle chargée	7
I.5.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle.....	9
I.6. Répartition des contraintes sous les fondations superficielles.....	12
1.7. Synthèse bibliographique sur les fondations filantes sous chargement incliné	14
I.8. Conclusion.....	19

Chapitre II : METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLE

II.1. Introduction.....	21
II.2. Capacité portante des fondations superficielles.....	22
II.3. Notion sur les méthodes existantes d'évaluation de la capacité portante	23

II.3.1 Méthode des caractéristiques (ou méthode des lignes de glissement).....	23
II.3.2 Méthode de l'équilibre limite.....	24
II.3.3 Méthode des éléments finis.....	26
II.3.4 Méthodes des différences finies.....	26
II.3.5 Méthode d'analyse limite.....	27
II.4. Conclusion.....	29

Chapitre III : Les modèles de comportement et l'outil numérique utilisé

III.1. Introduction.....	31
III.2. Bref aperçu sur les méthodes des éléments finis	32
III.2.1. Concepts de base de la méthode aux éléments finis.....	32
III.2.2. L'analyse des déplacements par MEF	32
III.3. Calcule en déformation	34
III.4. Modélisation numérique et présentation du logiciel de Plaxis (2012).....	35
III.4.1 Modélisation numérique.....	35
III.4.2 Présentation du logiciel Plaxis (2012)	36
III.5. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis	36
III.5.1. Loi de comportement.....	36
III.5.2. Comportement élastique linéaire.....	37
III.5.3. Modèle de comportement élasto-plastique	37
III.6. Conclusion.....	43

Chapitre IV : Calcul numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle sous charge inclinée

IV.1. Introduction.....	45
--------------------------------	-----------

IV.2. Présentation du cas étudié	45
IV.3. Procédure de modélisation numérique	46
IV.4. Caractéristiques géotechniques du sol	47
IV.5 Maillage et conditions aux limites	48
IV.5.1 Maillage	48
IV.5.2 Définition des conditions initiales.....	50
IV.5.3 Calculs.....	50
IV.6. Résultats et discussions.....	52
IV.7.Mécanismes de rupture.....	55
IV.8. Conclusion.....	56

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Fondation superficielle.....	5
Figure I.2 : Types de fondations superficielles	6
Figure I.3 : Chargement d'une semelle superficielle.....	8
Figure I.4 : Mécanisme générale	9
Figure I.5 : mécanisme de cisaillement localisé	10
Figure I.6 : Rupture par poinçonnement.....	11
Figure I.7 : Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifier par DeBeer 1970).....	12
Figure I.8 : Pression de contact. (a) milieu cohérent ; (b) milieu pulvérulent.....	13

Chapitre II

Figure II.1 : Courbes théoriques de glissement pour une semelle lisse d'après Caquot et Kérisel (1966)	24
Figure II.2 : Détermination de P_γ et N_γ	25

Chapitre III

Figure III.1 : Maillage en PLAXIS.....	33
Figure III.2 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique, Plaxis (2012)..	36
Figure III.3 : Comportement plastique et expérience de traction simple.....	37
Figure III.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	38
Figure III.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	38
Figure III.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	39
Figure III.7 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.....	39
Figure III.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	40

Figure III.9 : Représentations du critère de Tresca, (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales (Lee 1994).....	40
Figure III.10 : Définition du module à 50 % de la rupture.....	41
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Géométrie du problème.....	46
Figure IV.2 : Définition de l'augmentation linéaire de la cohésion avec la profondeur.....	46
Figure IV.3 : Caractéristiques géotechnique du sol (a) introduction du poids volumique ;(b) introduction de la cohésion.....	48
Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	49
Figure IV.5 : Génération du maillage	49
Figure IV.6 : Choix de k_0	50
Figure IV.7 : Menu général de calcul.....	51
Figure IV.8 : Fenêtre d'évolution de calcul.....	52
Figure IV.9 : Effet de κ sur N'_c en fonction de α	53
Figure IV.10: Variation du facteur d'inclinaison en fonction de α	54
Figure IV.11 : Effet de κ sur la taille des courbes enveloppe.....	55
Figure IV.12 : Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge verticale, pour $\kappa=0$ et $\kappa=20$	56

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Récapitulation des travaux sur la capacité portante des fondations superficielles effectués par des analyses élasto-plastiques	34
---	-----------

Principales notations

B	Largeur de la fondation.
C	Cohésion du sol
D	Encastrement de la fondation.
H	Épaisseur de couche de sol.
L	Longueur de la fondation.
Q	charges
Qu	capacité portante ultime.
q _{adm}	capacité portante admissible.
F _s	Coefficient de sécurité.
D _r	Densité relative
K ₀	Coefficient des terres au repos
U	Déplacement
N _c	Terme de cohésion
N _q	Terme de profondeur.
N _γ	Terme de surface.
E	Module d'Young.
G	Module de cisaillement effectif
G _u	Module de cisaillement ultime
G	Module de cisaillement
E_{ur}^{ref}	Module en décharge
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique
σ _{tension}	Résistance à la traction
Φ	Angle de frottement interne du sol
φ _u	Angle de frottement ultime
Ψ	Angle de dilatance du sol
Δ	Tassement différentiel
S	tassement
k*	Indice de gonflement
λ*	Indice de compression
μ*	Indice de fluage
Δε _v	Incrément de déformation volumique

Introduction générale

Introduction générale

La capacité portante des fondations superficielles sous l'effet des différentes combinaisons de charge, était toujours une étape incontournable pour une étude géotechnique profonde. Plusieurs chercheurs ont utilisé des méthodes théoriques et expérimentales afin de traiter la capacité portante des fondations superficielles. Les calculs classiques sont généralement basés sur la méthode d'équilibre limite, en supposant une surface de rupture de diverses formes simples où il est nécessaire de faire des hypothèses suffisantes en ce qui concerne la répartition des contraintes le long de la surface de rupture. Cette méthode a été utilisée par Terzaghi (1943) pour l'étude de la capacité portante d'une fondation filante en faisant un nombre d'hypothèses afin de pouvoir traiter ce problème.

L'objet de ce travail est d'étudier la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur une couche d'argile non homogène limitée par une base rigide. L'analyse de l'évolution élasto-plastique de la charge limite a été effectuée par le code Plaxis en éléments finis en considérant des semelles filantes rugueuses. Les résultats sont présentés en termes de facteur de portance N'_c et facteur d'inclinaison i_c . De plus, les surfaces de rupture sont présentées dans le plan des paramètres de chargement ($V-H$) pour une gamme de valeurs du rapport de la non-homogénéité du sol κ et du rapport épaisseur de la couche (h)/largeur de la semelle (B).

Le présent mémoire est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation des fondations superficielles, leurs types et fonctions ainsi que leurs comportement et mécanismes de rupture lorsqu'elles sont soumises à une charge vertical centrée.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles posée sur une surface horizontale. On rappelle brièvement les méthodes les plus utilisées actuellement à savoir la méthode de l'équilibre limite qui est la plus classique de toutes les méthodes, la méthode de l'analyse limite, la méthode des caractéristiques et enfin la méthode des éléments finis.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du logiciel plaxis (8.2),

utilisé dans cette étude pour l'évolution élasto-plastique par des éléments finis, de la capacité portante, ce logiciel est bien adapté aux problèmes d'interaction sol-structure, également, la méthode de calcul élasto-plastique et les lois de comportement sont présentés dans ce chapitre

Le quatrième chapitre présente la contribution effectuée qui s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge inclinée. L'analyse de l'évolution élasto-plastique de la charge limite a été effectuée par le code Plaxis en éléments finis en considérant des semelles filantes. Les résultats sont montrés en termes de facteur de portance N'_c et facteur d'inclinaison i_c . De plus, les surfaces de rupture sont présentées dans le plan des paramètres de chargement (V - H).

Enfin, les conclusions principales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire

Chapitre I

Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

Chapitre I

Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

I.1. introduction

Le sol qui supporte les charges transmises par la fondation doit être suffisamment capable pour assurer la sécurité et la stabilité du système structure-fondation-sol, en plus il doit être utilisable sans tassement excessif. La résistance limite au cisaillement au-delà de laquelle le sol s'effondre ou devient instable est nommée la capacité portante ultime. L'étude de la capacité portante des fondations superficielles, forme un sujet de recherche d'intérêt qui n'est pas uniquement académique, c'est la pratique quotidienne des ingénieurs.

Ce premier chapitre est consacré à la présentation du comportement des fondations superficielles et présente les principaux types des fondations superficielles.

I.2. Fondation superficielle

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

leurs bases au- dessus de cette profondeur critique.

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

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

Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée

- Radier si la surface totale du bâtiment est la fondation.
- Semelle si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation.

De plus pour une semelle si

- $L/B > 10$ il s'agit d'une semelle filante (le problème peut être considéré comme bidimensionnel).

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante du 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.

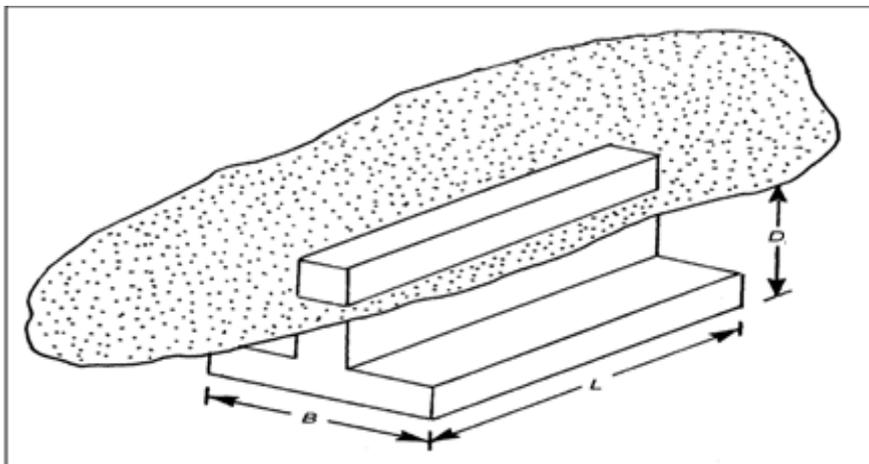


Figure I.1 : Fondation superficielle.

I.3. Principaux types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondation : les fondation filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages.

I.3.1. Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de types filants, c'est-à-dire continue sous l'objet fondé.

Les fondations filantes généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres)

Et des grandes longueurs L (L/B) < 10 pour fixer les idées (figure I.2)

I.3.2. Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteau, longrines sous murs).

-exemple : une semelle sous un poteau.

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

I.3.3. les radiers ou dallages

Les radiers ou dallages ont des dimensions B et L importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux

Pour des raisons de cout, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfais d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

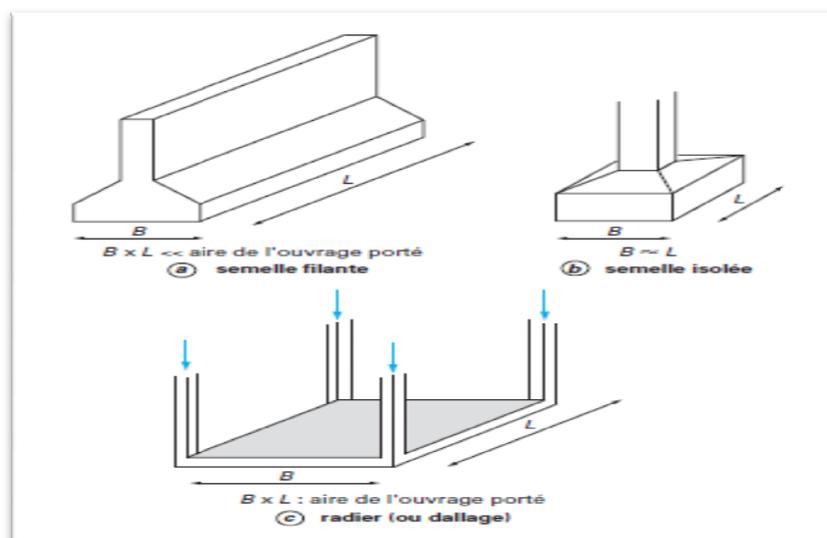


Figure I.2 : Types de fondations superficielles.

1.4. Les fonctions des fondations

En général, n'importe quelle conception de fondation doit répondre à trois exigences essentielles :

- fournir une sécurité adéquate contre la rupture structurelle de la fondation.
- offrir une capacité portante adéquate du sol sous la fondation avec une sécurité spécifiée contre la rupture ultime.
- atteindre un tassement total ou différentiel acceptable sous des charges d'exploitation.

En outre, la stabilité globale des pentes au voisinage d'une semelle doit être considérée comme faisant partie de la conception de la fondation.

Pour tous projets, il est généralement nécessaire d'étudier à la fois la capacité portante et le tassement d'une semelle.

Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend :

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

1.5. Description de la rupture d'une fondation superficielle

1.5.1 Comportement d'une semelle chargée

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée et qui ont l'allure de la **figure (1.3)**.

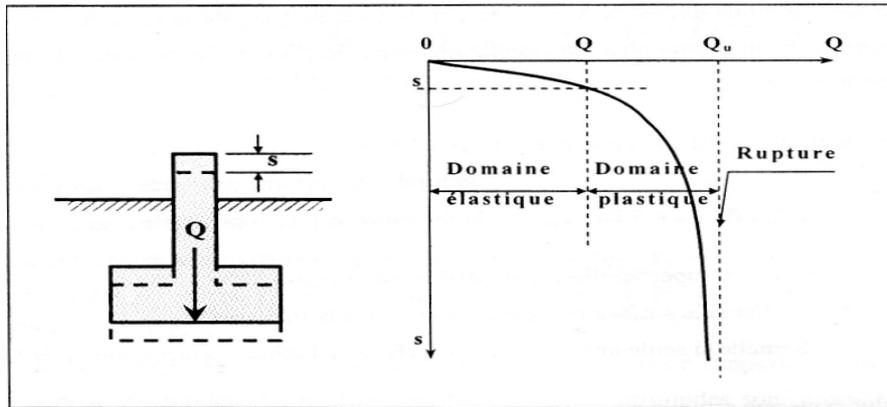


Figure 1.3 : Chargement d'une semelle superficielle.

Q_L est la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture.

Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que Q_L est la charge correspondant à un certain enfoncement.

A : l'aire de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est

$$q_r = Q_L / A$$

La contrainte admissible q_a , c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations.

- Un critère de rupture $q_a = Q_L / F_s$

Avec F_s : coefficient de sécurité généralement pris égale à 3

La contrainte admissible devra, en effet, être telle que tout risque de rupture est évité.

- Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol, cette semelle tassera de la valeur S_a (figure 1.4).

Il conviendra d'assurer que le tassement est compatible avec le comportement de l'ouvrage. La valeur du tassement admissible dépend donc directement du type de l'ouvrage, elle peut varier du millimètre (antennes spatiales) au mètre (réservoirs de pétrole de très grands diamètres).

Pour toute étude de fondation, et ceci est également vrai pour les fondations profondes, les deux aspects de la stabilité qui se traitent pratiquement d'une façon indépendante devront être examinés.

- Sécurité vis à vis de la rupture, le problème consiste à déterminer la contrainte de rupture q_1 ; tout en considérant qu'un équilibre limite de plasticité est atteint.
- Tassement sous la contrainte de service $q \leq q_a$, la contrainte q est telle que dans la plupart des cas, on peut considérer qu'aucun ne point du massif de sol dans lequel les fondations sont ancrées, le seuil de plasticité n'est pas atteint. Dans ces conditions, il s'agit d'un problème de déformations élastiques

1.5.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes.

Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la **figure (1.4)** et la **figure (1.5)** qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol.

- **Un mécanisme général :**

Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (**figure 1.4**).

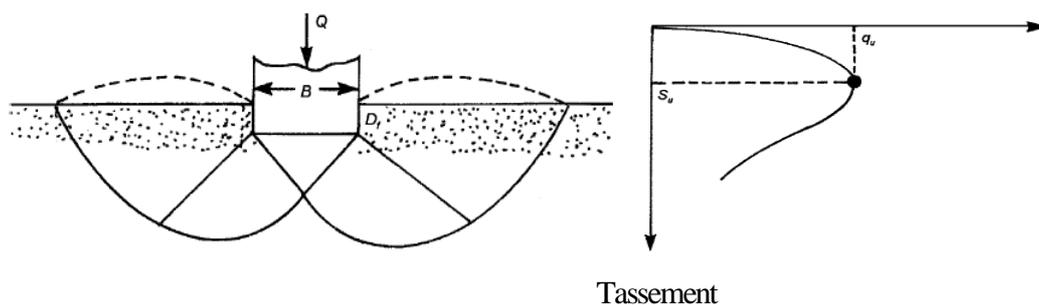


Figure 1.4 : Mécanisme générale.

- **Un mécanisme de cisaillement localisé :**

Qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (**Figure I.5**).

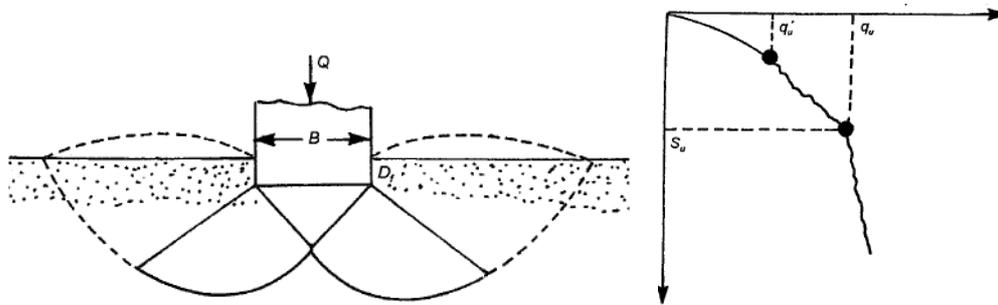


Figure I.5 : mécanisme de cisaillement localisé.

- **Une rupture par poinçonnement :**

La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation. 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 surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille

Après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.).

- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

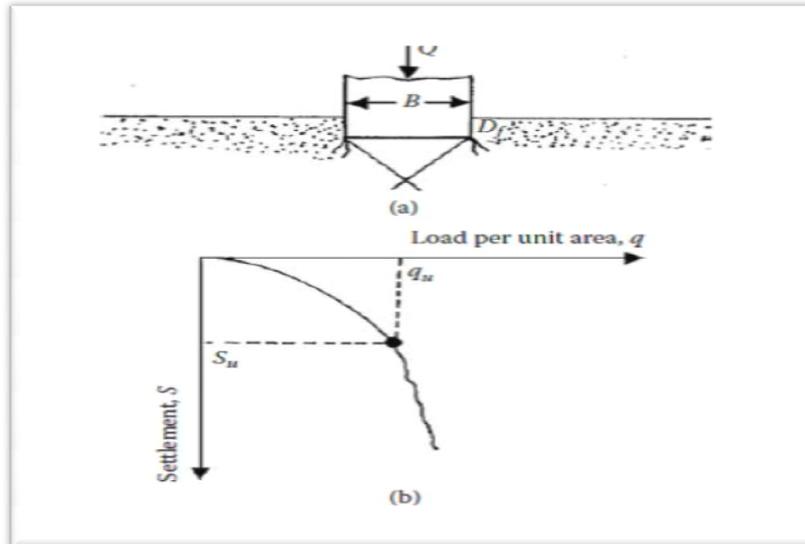


Figure 1.6 : Rupture par poinçonnement.

Vesic (1973) a proposé une distribution du mécanisme de rupture suivant la densité du sol et le rayon hydraulique comme il est indiqué sur la **figure (1.7)**.

La nature de la rupture du sol sous charge ultime est une fonction de plusieurs facteurs tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement (D_f) par rapport à la largeur de la fondation B , et le rapport largeur - longueur (B/L) de la fondation. Cela a été expliqué clairement par Vesic (1973), qui a mené plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la **figure (1.7)**. Dans cette figure D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :

$$R = A/P$$

Où : A : Surface de la fondation = $B.L$.

P : Périmètre de la fondation = $2.(B+L)$.

On remarque dans la figure (1.9), pour $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnement se traduit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.

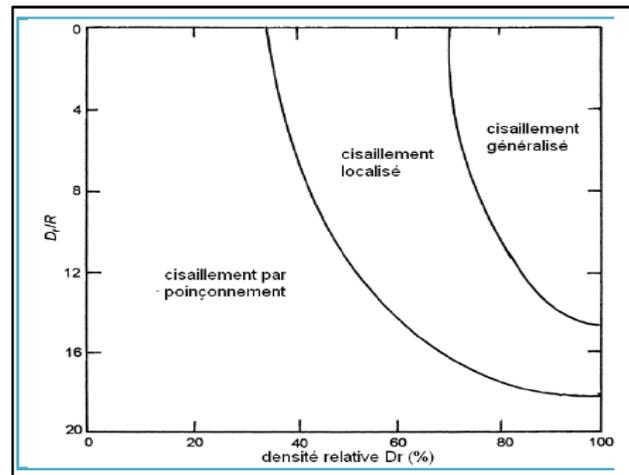


Figure 1.7 : Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifié par DeBeer 1970).

I.6. Répartition des contraintes sous les fondations superficielles

La face inférieure de la fondation exerce sur le sol une distribution de contraintes, appelée pression de contact. En pratique, on admet généralement que la pression de contact est distribuée uniformément sous les semelles de la fondation. Cette hypothèse simplificatrice rends très aisé le calcul des efforts dans la fondation ainsi que celui des tassements. Mais en réalité cette distribution n'est pas uniforme et elle dépend de la rigidité de la fondation, des propriétés de l'interface et de la nature du sol (Costet et Sanglerat, 1983).

Pour une plaque très souple qui peut suivre toutes les déformations du terrain, la pression de contact sera distribuée uniformément, mais le tassement sera inégalement réparti. Par contre, si la plaque est infiniment rigide le tassement sera uniforme, mais il ne sera pas de même pour la pression de contact. Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique d'après la solution de Boussinesq, bornée par la résistance du sol, la contrainte verticale aux bords de la fondation est infinie.

Dans la réalité la fondation est plus ou moins flexible et on se trouve dans un cas intermédiaire : la distribution de la pression de contact n'est pas uniforme, mais elle n'a pas non plus une allure aussi marquée que dans le cas d'une fondation très rigide. La répartition observée s'adapte à la fois aux caractéristiques de la fondation et du terrain pour que les déformations verticales de l'une soient identiques aux tassements de l'autre.

Dans un milieu cohérent, la répartition est très voisine de la répartition théorique de Boussinesq ; sur le bord de la plaque, en effet, bien que le terrain ne soit pas chargé il peut supporter des contraintes élevées par suite de sa cohésion. Des zones plastiques se forment sur le bord de la plaque pour permettre l'ajustement de la répartition théorique et limiter la contrainte à la valeur maximale correspondant à l'apparition de l'équilibre limite. La distribution des contraintes sous la fondation dans un milieu cohérent est illustrée dans la **Figure 1.8** (a). Par contre, dans un milieu pulvérulent, la situation est tout autre, sur le bord de la plaque, la pression de contact est forcément très faible puisque la contrainte sur une facette verticale est pratiquement nulle et que la résistance au cisaillement est due seulement au frottement interne. La distribution des contraintes sous la fondation dans un milieu pulvérulent est illustrée dans la **Figure 1.8** (b). (Costet et Sanglerat, 1983).

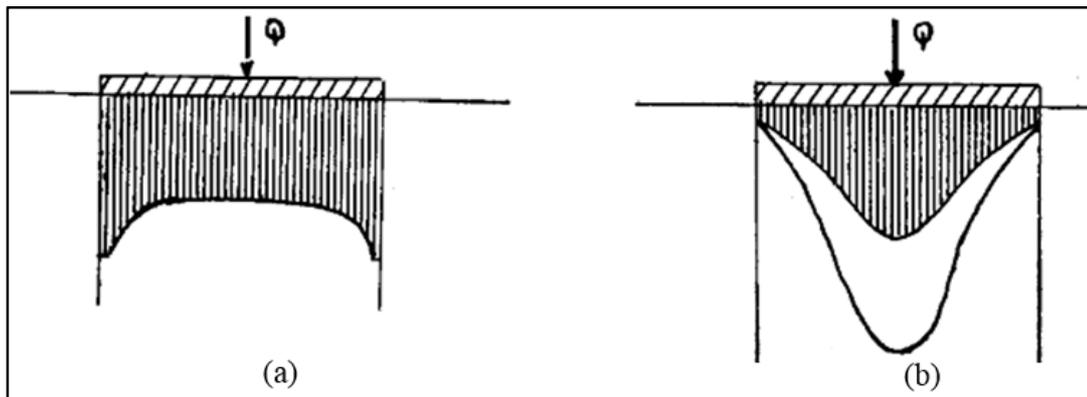


Figure 1.8 : Pression de contact. (a) milieu cohérent ; (b) milieu pulvérulent.

1.7. Synthèse bibliographique sur les fondations filantes sous chargement incliné

Selon: R. Ganesh1; Sunil Khuntia2; and Jagdish Prasad Sahoo3

Les auteurs ont proposé un facteur empirique de réduction adimensionnel, qui peut être utilisé pour déterminer la capacité portante finale des fondations peu profonde à bande excentriquement et / ou obliquement enfouies dans le sable. La profondeur de la fondation (D), l'excentricité de la charge (e) et l'inclinaison de la charge (a) ont été varié de 0 à 1B, 0 à 0,5B et 0 à 20 ° respectivement, B désignant la largeur de la fondation.

Ils été constaté que le facteur de réduction proposé peut donnait raisonnablement de bons résultats pour le calcul de la capacité portante ultime des fondations superficielles à bandes peu profondes sous charges excentriques et / ou inclinées

La performance du modèle empirique développé a été évaluée sur la base de la meilleure adéquation entre RFp et RFe,

Selon NagaratnamSivakugan

A effectués des essais en laboratoire en utilisant un sable dense afin de déterminer la capacité portante de la fondation filante soumise à une charge excentrée. Le rapport d'encastrement (rapport de la profondeur d'encastrement Df à la largeur de la fondation B) a été varié de zéro à un.

L'excentricité de la charge e variait de zéro à 0,15B et l'inclinaison de la charge avec la verticale «(1) variait de zéro à 20 degrés. Sur la base des résultats de la présente étude, un facteur empirique de réduction non dimensionnelle a été développé. Ce facteur de réduction est le rapport de la capacité portante de la fondation soumise à une charge inclinée excentriquement (charge moyenne excentrée inclinée par unité de surface) à la capacité portante de la fondation soumise à une charge verticale centrée

Le rapport d'excentricité de charge e/B varie de zéro à 0,15 et l'inclinaison de charge a. A partir des résultats des tests et dans la gamme des paramètres testés, une relation empirique pour un facteur de réduction RF a été proposée [Eq. (15) Une comparaison entre les facteurs de réduction obtenus à partir des relations empiriques et ceux expérimentés montre, en général, une variation de $\pm 15\%$ ou moins dans quelques cas, l'écart était d'environ 25 à 30%.

Selon D.Loukis T.Chkarbortry R.Salgado

On utilise la méthode des éléments finis pour la détermination de la charge d'effondrement d'une semelle filante rigide placée sur une couche uniforme de sol purement à frottement soumise à un chargement incliné et excentrique. La semelle est placée sur la surface libre du massif de sol sans aucune surcharge appliquée. On suppose que le sol est élastique et parfaitement plastique selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Deux séries d'analyses ont été réalisées, une utilisant une loi d'écoulement associée et en utilisant une loi d'écoulement non associée. La première série est en accord avec les solutions de capacité portante couramment utilisées dans la pratique de conception de fondations superficielles, alors que la seconde est consistante avec la dilatante qui se produit dans les sables en réalité. Des analyses tant ponctuelles que globales ont été réalisées. Les analyses pour les lois d'écoulement associées et non associées conduisent essentiellement aux mêmes tendances quant à la largeur effective, au coefficient d'inclinaison et à l'enveloppe de rupture V-H-M normalisée. Les résultats montrent que, contrairement à la largeur effective, le coefficient d'inclinaison dépend de la valeur de l'angle de frottement.

Selon: By George G. Meyerhof¹ and Tatsuya Koumoto²

Lorsqu'il s'agit d'une charge inclinée dans le sens de la longueur de la semelle, l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante finale des semelles en bandes peu profondes ne peut pas être estimée correctement par les facteurs d'inclinaison précédents dans les formules générales de portance, comme le montre une comparaison avec des recherches expérimentales de ce problème pour le sable et l'argile.

Les facteurs d'inclinaison pour les semelles en bandes peu profondes sous une charge centrale inclinée dans le sens de la longueur du pied sont dérivés analytiquement. Ces facteurs sont comparés à quelques résultats expérimentaux dans ces conditions.

Une étude analytique a été effectuée sur les facteurs d'inclinaison pour estimer la capacité portante finale des semelles en bandes peu profondes sous une charge centrale inclinée dans le sens de la longueur de la semelle. Les facteurs d'inclinaison, qui peuvent être approximés par des expressions simples, sont généralement plus grands que les facteurs précédents pour une charge inclinée dans le sens de la largeur de la semelle. Les facteurs d'inclinaison actuels sont bien étayés par les résultats d'essai de quelques semelles de modèle sur argile et sable.

George G. Meyerhof, 1 F. ASCE, A. Sahap Yalcin² and Surendra K. Mathur, 3 M. ASCE

La capacité portante ultime des pieux modèles rigides et des groupes de pieux dans le sable a été étudiée pour le cas général de l'excentricité combinée et de l'inclinaison de la charge. Le comportement des pieux soumis à des charges non axiales dépend dans une large mesure des caractéristiques de déformation des pieux et du sol, et le mécanisme de défaillance est plutôt complexe. En conséquence, seule une analyse semi-empirique peut être développée sur la base des résultats d'essais sur des piles simples et des groupes de pieux soumis à diverses combinaisons d'excentricité et d'inclinaison de la charge.

Les résultats des essais de modèles sur des pieux rigides simples soumis à des charges inclinées excentriques dans du sable montrent que l'excentricité et l'inclinaison de la charge influencent significativement la capacité portante finale des pieux. La réduction de la capacité portante finale avec une plus grande excentricité et une inclinaison de la charge sur l'axe du pieu dépend principalement de la densité relative du sable. Les résultats des essais de modèles sur des groupes de pieux rigides autoportants dans le sable montrent que la capacité portante ultime varie avec l'excentricité et l'inclinaison de la charge d'une manière différente de celle des pieux individuels en raison de la contribution de la résistance de base du groupe.

La capacité portante ultime des pieux rigides simples soumis à des charges inclinées excentriques peut être représentée approximativement par de simples relations d'interaction semi-empiriques entre les charges et moments ultimes et entre les composantes axiales et normales de la charge ultime. La capacité portante ultime des groupes de pieux rigides sous des charges inclinées excentriques peut être estimée à partir de relations d'interaction modifiées. Bien que ces méthodes d'analyse proposées soient étayées approximativement par les essais du modèle actuel, on espère pouvoir effectuer des essais de charge sur le terrain sur des pieux entraînés et forés pour une étude plus approfondie du comportement des pieux sous des charges inclinées excentriques.

Selon : Radoslaw L. Michalowski, Liangzhi You

La solution classique au problème de la capacité portante prédit la charge limite sur les semelles en bandes peu profondes chargées symétriquement. Une hypothèse utile a été suggérée par Meyerhof pour expliquer l'excentricité de la charge, dans laquelle la largeur de la semelle est réduite par deux fois l'excentricité à sa taille «efficace». Cette hypothèse a parfois été critiquée comme étant trop conservatrice. Cet article examine la suggestion de Meyerhof et présente la capacité portante des semelles chargées excentriquement calculées en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. On constate que la règle de la largeur effective donne une capacité portante équivalente à celle calculée

Dans l'hypothèse que la semelle est lisse. Pour des modèles de semelles plus réalistes et pour des sols cohérents, la règle de la largeur effective est un compte-rendu raisonnable de l'excentricité dans les calculs de la capacité portante. Ce n'est que pour la liaison significative à l'interface sol-pied et pour les grandes excentriques que la règle de la largeur effective devient trop conservatrice. Pour les sols sans cohésion, cependant, la règle de largeur efficace peut surestimer la meilleure limite supérieure. Cette surestimation augmente avec une augmentation de l'excentricité. 1999 Elsevier Science Ltd. Tous droits réservés.

Selon : Mitsu

La pratique actuelle d'estimation de la capacité portante utilise habituellement la formule de capacité portante conventionnelle initialement développée pour les semelles en bandes sous chargement central vertical. Afin de tenir compte de l'effet de la forme du pied et de l'excentricité et de l'inclinaison des charges, des facteurs de correction sont introduits dans la formule, qui est dérivée en fonction d'un certain nombre d'observations de test de modèle à petite échelle. Cet article décrit des recherches sur la capacité portante de semelles rectangulaires sur du sable soumis à une charge excentrique verticale. Deux aspects, à savoir les effets de la taille des semelles et de la forme des semelles sur la capacité portante et les caractéristiques de déformation, sont mis en évidence. Une série d'essais de chargement a été réalisée dans une centrifugeuse sur des semelles rectangulaires avec des rapports d'aspect de 1 à 5, à deux accélérations centrifuges différentes. En outre, des analyses par éléments finis ont été effectuées, dans lesquelles les facteurs influençant l'angle de résistance au cisaillement, y compris la dépendance au niveau de contrainte, l'anisotropie et le coefficient de contrainte principale intermédiaire, ont été pris en compte. Il a été constaté que le facteur de forme de la semelle augmentait apparemment avec l'augmentation de la largeur de la semelle. Ceci

indique que le facteur de forme utilisé dans la pratique actuelle sous-estime la capacité portante des semelles. C'était également le cas pour un lieu de défaillance dans le plan de charge MIB-V (moment-vertical). Le locus d'échec normalisé pour des semelles plus larges avec un rapport d'aspect plus petit est considérablement plus grand que celui rapporté dans la littérature. La dépendance du niveau de contrainte de l'angle de résistance au cisaillement semble être responsable des effets d'échelle des semelles sur le locus d'échec.

Selon: Swami Saran¹ and R. K. Agarwal²

une nouvelle approche est proposée pour prédire le tassement et les caractéristiques de pression-inclinaison des semelles chargées excentriquement-obliquement utiliser les courbes de contrainte-déformation hyperboliques des sols comme lois de comportement. L'analyse est développée pour la base de la bande. Il est capable d'incorporer l'effet de la forme, de la rugosité de la base et de la flexibilité des semelles. Le détail la procédure de la méthodologie proposée est donné par Agarwal (1986).

Une analyse analytique est proposée pour obtenir le tassement et la pression, caractéristiques d'inclinaison des semelles chargées excentriquement-obliquement sur des argiles utilisant des lois de comportement non linéaires. On a constaté que la pression ultime diminuait avec l'augmentation de l'excentricité et l'inclinaison de la charge et sa comparaison avec le travail des chercheurs précédents montrait une bonne concordance.

I.8. Conclusion

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

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

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

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

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

Chapitre II

METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLE

Chapitre II

METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLE

II.1. Introduction

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes.

Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués dans le domaine du calcul de la capacité portante des fondations superficielles posée sur une surface horizontale.

La détermination de la charge limite nécessite l'utilisation des méthodes de calcul appropriées à chaque type d'ouvrage géotechnique. Dans ce deuxième chapitre, on présente une synthèse bibliographique concernant les différentes méthodes utilisées, pour le calcul de la charge limite ou la capacité portante des fondations superficielles. Dans la littérature, on peut distinguer cinq grandes catégories : la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glissement, la méthode d'analyse limite, les essais expérimentaux et les méthodes numériques.

II.2. Capacité portante des fondations superficielles

La capacité portante ultime est l'intensité de la pression à laquelle le sol subit une rupture par cisaillement. La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de mécanique du sol.

L'application d'une pression inférieure à la valeur de la pression de rupture ne garantit pas que le tassement de la fondation soit dans des limites acceptables. Par conséquent, l'analyse de tassement doit généralement être réalisée puisque la plupart des structures sont sensibles aux tassements excessifs (Merifield, 2005).

Terzaghi (1943) était le premier qui a proposé une méthode pour prendre en considération le poids du sol par le principe de superposition. Terzaghi a développé la théorie de Prandtl(1920). L'expression de Terzaghi (1943), est basée sur le principe de superposition qui combine trois termes, le premier terme représente la charge limite pour un massif pesant et purement frottant, le deuxième terme représente la charge limite pour un massif frottant et cohérent, mais non pesant, le troisième terme représente la charge limite pour un massif purement frottant, non pesant, et soumis à une surcharge uniforme à côté de la fondation l'expression de Terzaghi s'écrit sous la forme:

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

Avec : q_u = contrainte de rupture (capacité portante), B = la largeur de la semelle, γ = poids volumique du sol, q = surcharge verticale latérale à la semelle, c = cohésion du sol sous la base de la semelle, N_γ , N_c et N_q = facteurs de portance.

De nombreuses études ont été effectuées après Terzaghi (1943) en utilisant différentes méthodes pour calculer la capacité portante des fondations superficielles, en supposant des hypothèses différentes sur les caractéristiques mécaniques et géométriques de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite.

II.3. Notion sur les méthodes existantes d'évaluation de la capacité portante

II.3.1. Méthode des caractéristiques (ou méthode des lignes de glissement)

Lors de la plastification, l'équilibre et les conditions d'écoulement sont satisfaites dans la région près de la fondation. La combinaison du critère de Colomb avec les équations d'équilibre donne un ensemble d'équations différentielles d'équilibre plastique dans cette région, en ajoutant les conditions aux limites en contraintes, cet ensemble d'équations différentielles peut être utilisé pour étudier la contrainte dans le sol sous la fondation en écoulement plastique. Dans le cas de la déformation plane, les deux équations d'équilibre et les conditions d'écoulement apparaît déterminisme statique dans le sens que le nombre des équations égal au nombre des inconnus.

Afin de résoudre des problèmes spécifiques, il est pratique de transformer cet ensemble d'équations à des coordonnées curvilignes dont les directions à chaque point dans la région plastifiée coïncident avec les directions de la rupture ou du plan de la rupture. Ces directions sont appelées les lignes de glissement et le réseau est appelé le champ des lignes de glissement. Cette méthode de solution évite l'hypothèse de surfaces de glissement arbitraires, et produit des zones à l'intérieur desquelles l'équilibre et la déformation plastique sont simultanément satisfaites pour des contraintes aux frontières données. (Chen, 1975)

Massau (1899) a utilisé la méthode des caractéristiques pour la détermination approximative des champs de contraintes dans les sols. Particulièrement, pour les problèmes en déformation plane dans des sols cohérents, Massau a établi la propriété géométrique de base du champ des lignes de glissement net, et a reconnu la possibilité de limitation des lignes de glissement et a donné une explication des discontinuités des contraintes.

Kötter (1903) était le premier qui a établi les équations des lignes de glissement pour le cas de la déformation plane, qui ont été résolus pour la première fois par Prandtl (1921) pour une fondation sur un sol non pesant. Dans l'analyse, il a développé la solution par un point singulier et a dessiné des lignes de glissement droites passant à travers ce point. Ces résultats ont ensuite été appliqués par Reissner (1924) et Novotortsev (1938)

pour certains problèmes particuliers de la capacité portante des fondations sur un sol non pesant. Sokolovskii (1965) a adopté une procédure numérique basée sur la méthode des différences finies pour résoudre les équations des lignes de glissement. De Jong (1957) d'autre part a adopté une approche différente et a développé une procédure graphique pour les solutions de ces équations.

Caquot et Kérisel (1966) ont déterminé les valeurs de N_γ dans le cas des semelles lisses et rugueuses par la méthode des lignes de glissement. La Figure 2.3 montre les lignes de glissement pour une semelle lisse.

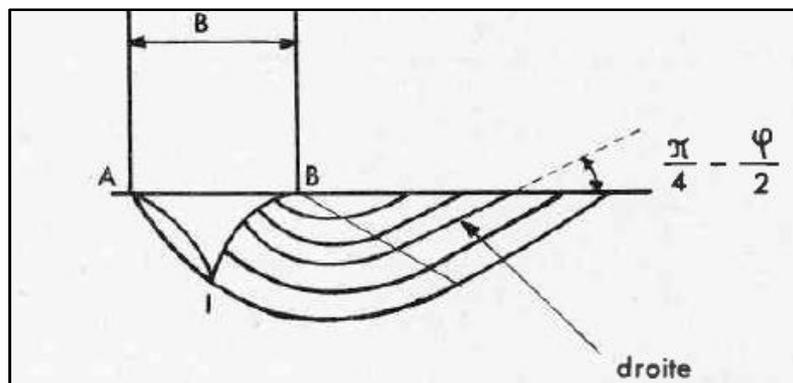


Figure II. 1 : Courbes théoriques de glissement pour une semelle lisse d'après Caquot et Kérisel (1966).

II.3.2. Méthode de l'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite, est la méthode la plus couramment utilisée dans la pratique du génie géotechnique. La charge limite est déterminée en supposant une surface de rupture de diverses formes simples : plane, circulaire ou logarithmique spirale et en utilisant le critère de rupture de Coulomb (1773). Cette méthode est connue comme la méthode d'équilibre limite. Avec cette hypothèse, les problèmes de stabilité sont réduits en un seul problème, qui est de trouver la position la plus dangereuse de la rupture. Dans cette méthode, il est également nécessaire de faire des hypothèses suffisantes en ce qui concerne la répartition des contraintes le long de la surface de rupture de telle sorte que l'équation générale d'équilibre, en termes de résultantes des forces et de moments, peut être écrite pour un problème donné ($\sum F_i=0$, $\sum M_j=0$). La caractéristique la plus marquante de cette approche est que, peu importe la complexité de la géométrie d'un problème ou d'un état de chargement, il est toujours possible d'obtenir une solution approximative mais réaliste.

La première contribution de cette méthode a été faite en 1773 par Coulomb qui a proposé un critère de rupture du sol. Plus tard, en 1857, Rankine a étudié l'équilibre limitatif d'un corps infini et a développé la théorie de la pression du sol en mécanique des sols. Dans ce développement historique, l'introduction de la relation contrainte-déformation ou relations constitutives des sols a été évitée.

Les travaux de Fellenius (1926), Terzaghi (1943) et d'autres chercheurs, ont fait de la méthode d'équilibre limite un outil de calcul pour nombreux ingénieurs qui développent leurs propres solutions pratiques. La solution proposée par Terzaghi (1943), qui est la plus connue, est basée sur la méthode d'équilibre limite, celle-ci a été bien détaillée dans le premier chapitre de cette thèse. Kumbhojkar (1993) a présenté une solution numérique pour le facteur de portance N_γ et il a comparé ses résultats avec ceux de la méthode graphique présentée par Terzaghi. En se basant sur le mécanisme de Terzaghi (1943) présenté sur la figure 2.1 (a), il a trouvé la valeur minimale de la pression passive P_γ sur le coin $acdf$ de la Figure 2.1 (c), en utilisant l'équation suivante :

$$\frac{\partial p_\gamma}{\partial \theta} \quad [2.1]$$

Les résultats numériques de N_γ sont en bon accord avec ceux de Terzaghi (1943) calculées par une méthode graphique. Il est intéressant de noter que Kumbhojkar (1993) a défini un log spiral qui limite la zone de cisaillement radial pour chaque angle de frottement interne du sol ϕ .

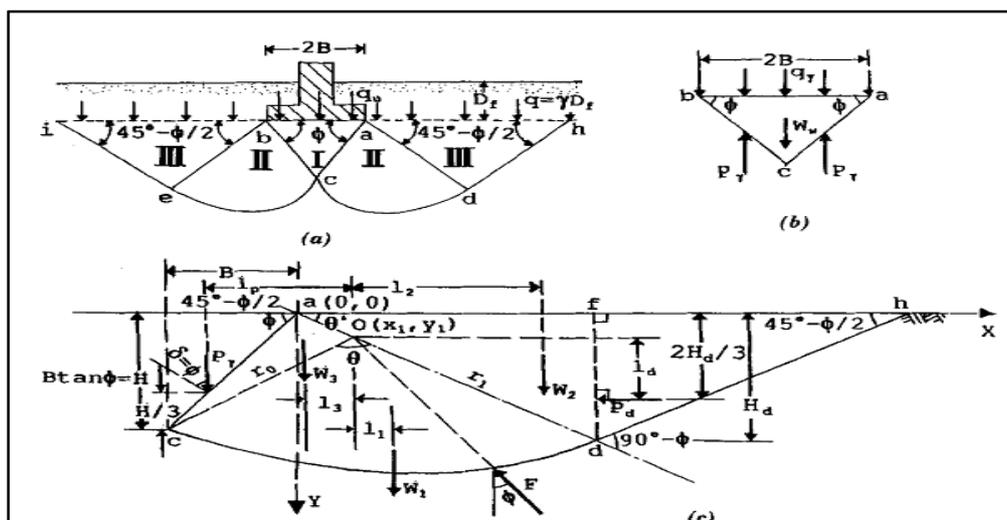


Figure II.2 : Détermination de P_γ et N_γ ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q=0$ et $c=0$) (d'après Kumbhojkar, 1993), (a) Schéma de rupture d'une fondation superficielle filante, (b) forces appliquées sur le coin élastique au-dessous de la semelle ; (c) détails de mécanisme de rupture.

II.3.3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une technique particulière d'approximation des fonctions solutions par sous domaines. Les inconnues notées $\{U\}$ sont des valeurs de ces fonctions en certains points ou nœuds de chaque sous-domaine. La forme variationnelle définie sur le milieu continu est ainsi représentée par une forme variationnelle dite discrétisée qui fait intervenir les inconnues nodales $\{U\}$ (Batoz et Dhatt, 1990).

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post-processeurs conviviaux et simples d'emploi.

Griffiths (1982) a présenté des analyses élasto-plastiques par la méthode des éléments finis pour le cas d'une semelle filante et rigide, en considérant le critère de Mohr-Coulomb. L'auteur adopte le principe de superposition de Terzaghi afin de calculer les trois facteurs de portance N_c , N_q et N_γ .

II.3.4. Méthodes des différences finies

La méthode des différences finies est parmi les plus anciennes techniques numériques utilisées pour résoudre des équations différentielles. Dans cette méthode, toute dérivée présente dans le système d'équation est remplacée directement par une expression algébrique. Comme la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies passe par la discrétisation du domaine modélisé en éléments dont les sommets constituent les nœuds du maillage. Mais à la différence de la méthode des éléments finis, pour laquelle les variables d'espace (contraintes et déplacements) varient à travers chaque élément par moyen d'une force d'interpolation, dans la méthode des différences finies, ces variables ne sont définies qu'aux nœuds de maillage (Billiaux et Cundall, 1993). Il est intéressant de noter que la méthode des différences finies ne construit pas une matrice globale de raideur du système.

Pour l'étude de la capacité portante d'une semelle filante Yin et al. (2001), ont utilisé des calculs élasto-plastique par le code FLAC en différences finies explicites ; le sol a été traité comme un matériau de Mohr-Coulomb. Par la même méthode, Erickson et Drescher (2002) ont étudié l'influence de la non-associativité et de la nature l'interface, sur les facteurs de portance d'une semelle circulaire.

II.3.5. Méthode d'analyse limite

Dans l'analyse des contraintes et des déformations en mécanique des milieux continus trois types d'équations sont nécessaires : les conditions d'équilibre, les relations constitutives et les équations de compatibilité. L'objectif général est normalement de déterminer les contraintes et les déformations dans un certain milieu, sous l'influence des contraintes appliquées et des déplacements sur la surface de ce milieu.

Par ailleurs et même pour un type de matériau très simple, par exemple un corps élastique linéaire, pour lequel les relations constitutives sont des relations linéaires entre les contraintes et les déformations (loi de Hooke), la solution d'un tel problème demeure une tâche considérable, car la résolution n'est possible que pour de cas simples, comme un demi-espace, une sphère parfaite ou un corps cylindrique.

Des solutions approximatives peuvent être trouvées pour divers matériaux, y compris les matériaux élastiques linéaires, en utilisant des méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis ou différences finies. Cependant, une alternative peut être élaborée par l'analyse limite, sur la base de la théorie de la plasticité. L'analyse limite ne vise pas à fournir le champ complet des contraintes et des déformations réelles, mais se limite à donner une borne supérieure et /ou une borne inférieure, possibles des contraintes ou des déformations.

Si une borne inférieure pour la charge de rupture peut être trouvée, il est certain qu'aucune rupture ne se produira tant que la charge réelle reste inférieure à cette limite inférieure. Si une borne supérieure peut être trouvée, il est certain que la rupture a bien lieu si la charge réelle est supérieure à cette limite supérieure.

En formulant les théorèmes fondamentaux de la théorie de la plasticité deux types de champs sont utilisés, qui peuvent être définis comme suit.

- Un système à l'équilibre, ou un champ de contraintes statiquement admissible qui est une distribution des contraintes qui satisfait les conditions suivantes :
 - Satisfaction des conditions de l'équilibre en chaque point du corps.
 - Satisfaction des conditions aux limites pour les contraintes.
 - La condition de l'écoulement n'est pas dépassée en tout point du corps.
- Un mécanisme, ou un champ cinématiquement admissible de déplacements est une distribution de déplacements et déformations qui satisfont les conditions

suivantes :

- le champ de déplacement est compatible, à savoir sans lacunes ou chevauchements dans le corps (le glissement d'une partie le long d'une autre partie est permis).
- Satisfaction des conditions aux limites pour les déplacements.
- Là où se produisent des déformations les contraintes doivent satisfaire la condition d'écoulement.

Les théorèmes fondamentaux de la théorie de la plasticité sont :

- Théorème de la borne inférieure

La charge de rupture vraie est plus grande que la charge correspondant à un système d'équilibre.

- Théorème de la borne supérieure

La charge de rupture vraie est inférieure à la charge correspondant à un mécanisme, si cette charge est déterminée en utilisant le principe du travail virtuel.

Le premier théorème stipule que, si pour une certaine charge un système d'équilibre peut être trouvé (en ignorant la compatibilité), alors la charge peut certainement être supportée. Le second théorème stipule que si un mécanisme peut être trouvé correspondant à une certaine charge (où l'équilibre est pris en compte seulement dans la mesure où il correspond à la déformation adoptée), alors cette charge ne peut certainement pas être supportée.

Il convient de noter que, dans ces théorèmes et dans la définition des champs statiquement ou cinématiquement admissibles, les relations constitutives ne sont pas mentionnées, et par conséquent, elles ne jouent aucun rôle, sauf pour l'énoncé que le matériau entre en écoulement si les contraintes satisfont la condition d'écoulement.

Dans une solution simplifiée de borne supérieure (en deux dimensions) le milieu est converti en un mécanisme constitué de blocs rigides glissant sur leurs surfaces de contact. Le principe du travail virtuel est appliqué. Pour un déplacement virtuel, le travail extérieur fourni par les forces extérieures est égal au travail interne fourni par les forces internes pour obtenir la charge d'effondrement correspondant au mécanisme adopté.

II.4. Conclusion

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols.

Les méthodes classique qui existent, pour la détermination de la capacité portante sont basées sur l'équilibre limite utilisent des hypothèses simplificatrice et souffrent de quelques difficultés et critique. Toutes ces difficultés critiques n font appel à d'autres techniques pour résoudre ce problème.

Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

Chapitre III

Les modèles de comportement
et l'outil numérique utilisé

Chapitre III

Les modèles de comportement et l'outil numérique utilisé

III.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser 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 physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

Dans ce chapitre on va présenter les principes du code de calcul **Plaxis (8.2)** utilisé pour élaborer les simulations numériques ainsi que les modèles de comportement utilisés.

III.2. Bref aperçu sur les méthodes des éléments finis

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

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

III.2.1. Concepts de base de la méthode aux éléments finis

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

III.2.2. L'analyse des déplacements par MEF

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt. Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative.

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF (**figure III.1**). Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

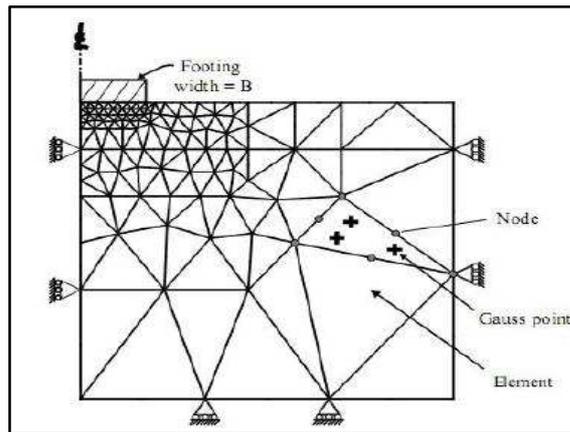


Figure III.1 : Maillage en PLAXIS.

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements. Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux.

Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

- 1- La discrétisation des éléments** : C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.
- 2- L'approximation des variables fondamentales** : Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
- 3- Equations élémentaires** : L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie Potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément :

$$K^e U^e = P^e \quad (4-1)$$

4- Equations globales : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations

$$\text{Globales : } \quad KU = P \quad (4-2)$$

5- Les conditions aux limites :

La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U.

Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

III.3. Calcul en déformation

La capacité portante des fondations superficielles peut être étudiée par des méthodes numériques, notamment celles des éléments finis et des différences finies. La technique est très commode si l'objectif de l'étude est l'évolution élasto-plastique du système et la méthode a connu une vraie explosion après les années 70, avec un nombre énorme de références sur le sujet. Pour examiner la capacité portante des fondations superficielles, plusieurs études numériques basées sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies ont été effectuées dans la littérature, le Tableau 3.2 récapitule les travaux les plus marquants.

Tableau III.1 Récapitulation des travaux sur la capacité portante des fondations superficielles effectués par des analyses élasto-plastiques

Auteur	Type d'analyse	Type du sol	Modélisation du sol	Interface Sol-fondation	But de l'étude
Griffiths (1982)	2D / MEF	cohérent non homogène et frottant	Mohr-Coulomb	lisse et rugueuse	N_c, N_q et N_γ
Bransby et Randolph (1997)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	courbes enveloppes
Zhu et Michalowski (2005)	3D / MEF	cohérent homogène	Tresca	rugueuse	N_c, S_c
Edwards <i>et al.</i> (2005)	2D / MEF	cohérent homogène	Tresca	lisse et rugueuse	N_c, S_c, d_c
Yun et Bransby (2007)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	N_c

Gourvenec (2008)	2D / MEF	cohérent homogène	Tresca	rugueuse	N_{cV}, N_{cH}, N_{cM} , courbes enveloppes
Mabrouki <i>et al.</i> (2010)	2D / MDF	cohérent homogène et frottant	Mohr-Coulomb	lisse et rugueuse	$\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$
Gourvenec et Mana (2011)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	lisse et rugueuse	N_{c0}
Gourvenec et Barnett (2011)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	N_c , courbes enveloppes
Vulpe (2015)	3D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	lisse et rugueuse	$d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}, N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$, courbes enveloppes
Lee <i>et al.</i> (2016)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	N_c
Yahia-Cherif <i>et al.</i> (2017)	2D / MDF	frottant	Mohr-Coulomb	rugueuse	N_γ , courbes enveloppes

2D : analyse bidimensionnelle ; 3D : analyse tridimensionnelle

MEF : Méthodes des éléments finis ; MDF : Méthode des différences finies

$N_c, N_{c0}, N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}, N_\gamma$: facteurs de portance ; $\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$: facteurs d'interférence

$d_c, d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}$: facteurs de profondeur

S_c : facteur de forme

III.4. Modélisation numérique et présentation du logiciel de Plaxis (8.2)

III.4.1. Modélisation numérique

La modélisation numérique, par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, permet de déterminer la capacité portante des fondations superficielles, quel que soit le chemin de chargement, à condition de représenter correctement le comportement des différents matériaux.

Les ouvrages réels présentent rarement une géométrie simple. Cependant, l'existence de symétries ou d'une direction prépondérante par rapport aux deux autres permet souvent de réduire le problème géométrique tridimensionnel à un problème bidimensionnel ou à symétrie de révolution (Fig. III.2). Cette simplification n'est possible que si le problème complet respecte cette symétrie, c'est-à-dire la géométrie, les conditions aux limites et les chargements.

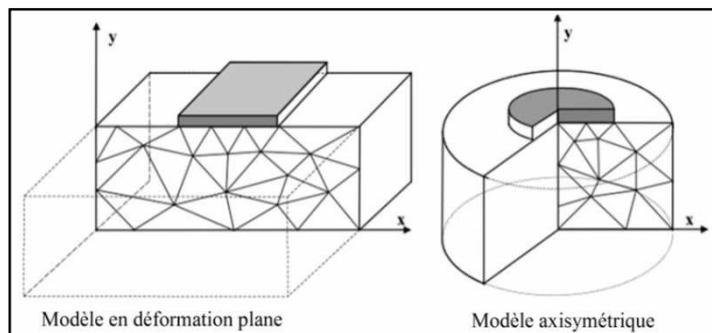


Figure III.2 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique, Plaxis (8.2).

III.4.2 Présentation du logiciel Plaxis (8.2)

Le logiciel Plaxis (8.2) a été choisi pour la modélisation numérique des fondations superficielles et l'analyse numérique de l'évolution élasto-plastique de la capacité portante, par la méthode des éléments finis. Le logiciel Plaxis est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de résoudre deux types de problèmes : ceux axisymétriques (d'où provient le nom PLAXIS pour PLasticity AXISymmetry) et ceux répondant aux hypothèses de déformations planes. Plaxis a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. Le logiciel utilise une interface graphique conviviale permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis. Plaxis intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à plusieurs types de sol. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du sol.

III.5. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

III.5.1. Loi de comportement

Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau. D'après Nova (2005), le comportement mécanique des sols est très complexe ; il n'est pas linéaire, il est irréversible et il dépend du chemin de contraintes ; il est donc évident qu'une loi mathématique capable de reproduire tous les aspects du comportement d'un sol serait excessivement complexe. Dans ce qui suit, on présente un aperçu sur le comportement élastique linéaire et le modèle de comportement élasto-plastique.

III.5.2. Comportement élastique linéaire

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours de chargement. Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope.

Le modèle élastique de Plaxis peut être utilisé pour modéliser les éléments de structures en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Dans cette thèse, ce type de modèles est utilisé pour modéliser la fondation. Pour le cas d'une fondation encastree (corps rigide), le modèle linéaire élastique est utilisé conjointement avec le type de comportement non poreux (non-porous) afin d'exclure les pressions interstitielles de ces éléments structurels.

III.5.3. Modèle de comportement élasto-plastique

La plasticité est associée au développement de déformations irréversibles. Pour représenter ce comportement, on considère la courbe contrainte-déformation (σ , ε) obtenue par un essai de traction avec décharge (Fig. 3.3). La contrainte caractéristique σ_0 , représentant le « seuil » de plasticité initial ou « limite élastique ». La décharge à partir du point A s'effectue parallèlement à la charge élastique, on parle de décharge élastique. En B (charge nulle) il ne reste que la déformation plastique ou déformation permanente ε_p (Fig.3.3a). Si l'on procède ensuite à une série de charges-décharges consécutives, l'allure de la courbe de réponse est représentée sur la Figure 3.3b. Ainsi, on observe une évolution de la limite d'élasticité en traction due à l'écrouissage.

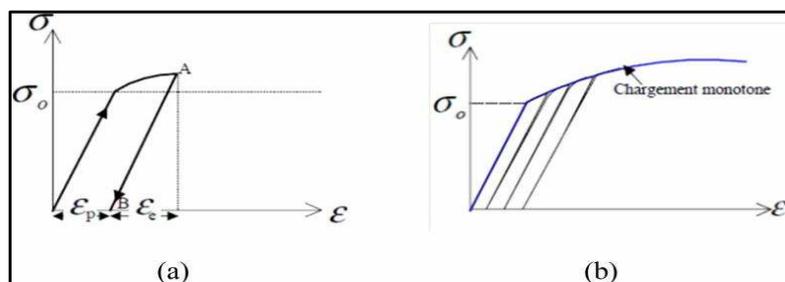


Figure III.3 Comportement plastique et expérience de traction simple.

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour

modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (III.4)

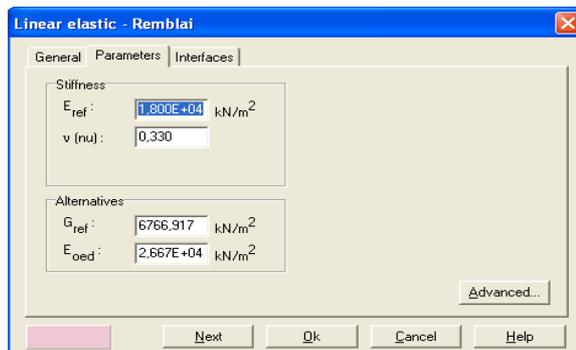


Figure (III.4) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure (III.5)

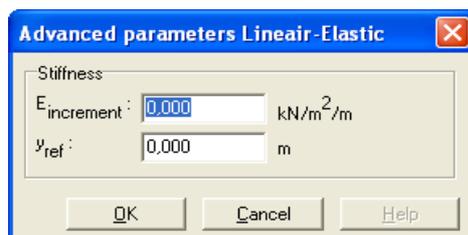


Figure (III.5) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actuel} = E_{réf} + (y_{réf} \cdot y) E_{incrément} \quad avec \quad y < y_{réf}$$

$E_{incrément}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

$y_{réf}$: Unité de profondeur [m]

III.5.3.1. Critère de Mohr-Coulomb

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

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

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

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau figure III.6

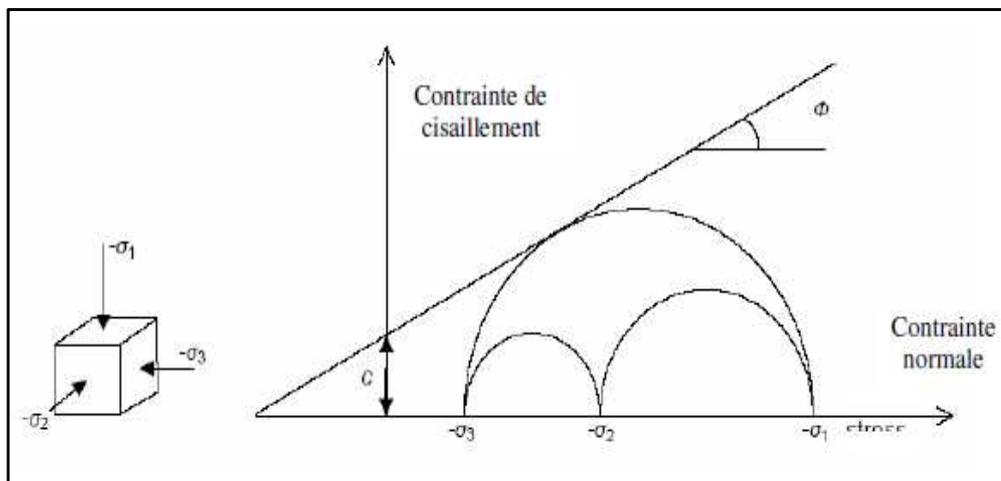


Figure III.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

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 (figure III.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

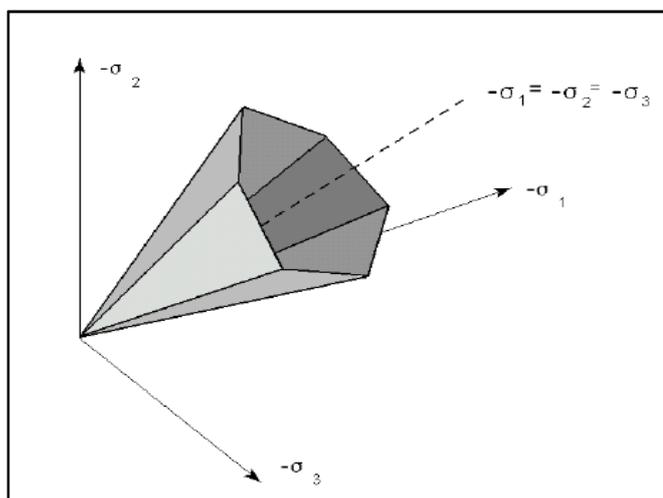


Figure III.7 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure III.8).

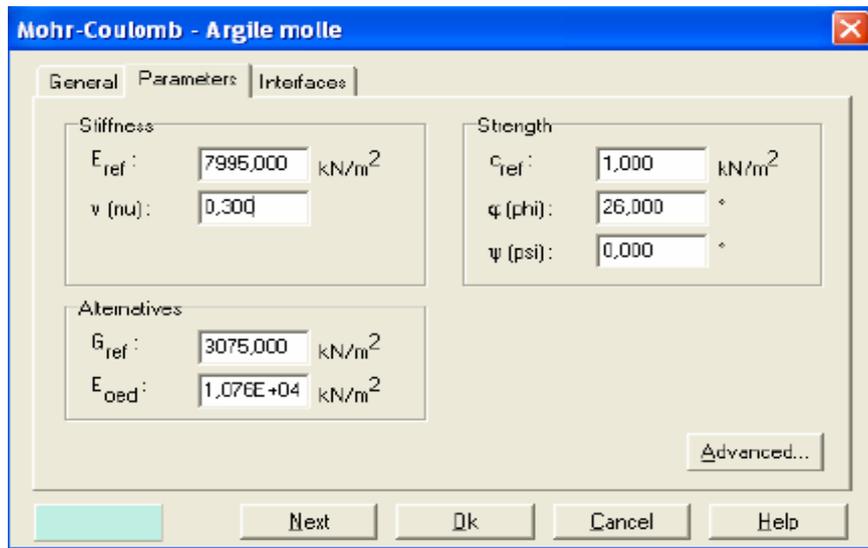


Figure III.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

III.5.3.2. Critère de Tresca

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-coulomb où $\varphi=0$. Il est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge f est mathématiquement donnée par la relation :

$$f(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - 2c = 0$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) et c la cohésion non drainée (c_u). La Figure 3.13 donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

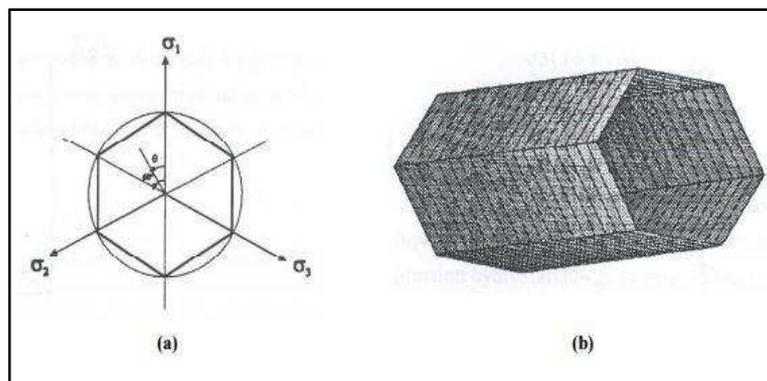


Figure III.9 : Représentations du critère de Tresca, (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales (Lee 1994).

a) Module d'Young :

Plaxis utilise le module d'Young comme de déformation de référence dans le modèle élastique et modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation à une dimension d'une contrainte (force par unité de surface). les valeurs de raideurs adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure III.10). Pour des argiles très consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

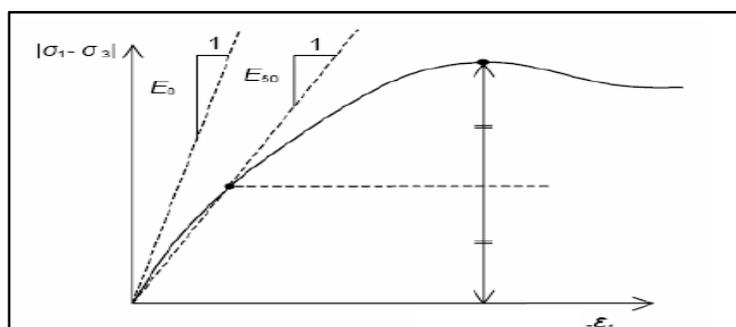


Figure III.10 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) 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.

c) Angle de frottement :

L'angle de frottement est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Par conséquent, les angles de frottement élevés ($>35^\circ$) devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb (figure III.8).

d) Cohésion :

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.02$ kPa), PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ qui est donné en degré, c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

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

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

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 donc 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.

III.6. Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

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

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

Chapitre IV

Calcul numérique de la capacité portante
d'une fondation superficielle
sous charge inclinée

Chapitre IV

Calcul numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle sous charge inclinée

IV.1. Introduction

Les travaux de recherches menés dans le cadre de ce mémoire, concernent l'étude numérique du comportement d'une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur une couche d'argile non homogène limitée par une base rigide. L'analyse de l'évolution élasto-plastique de la charge limite a été effectuée par le code Plaxis en éléments finis en considérant des semelles filantes. Les résultats sont présentés en termes de facteur de portance N'_c et facteur d'inclinaison i_c . De plus, les surfaces de rupture sont présentées dans le plan des paramètres de chargement ($V-H$) pour une gamme de valeurs du rapport de la non-homogénéité du sol κ et du rapport épaisseur de la couche (h) largeur de la semelle (B). Les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux disponibles dans la littérature. De nouveaux résultats numériques des facteurs de portance, facteur d'inclinaison et diagrammes d'interaction sont obtenus entre deux paramètres de chargement (charge verticale V - charge horizontale H).

IV.2. Présentation du cas étudié

Dans cette étude on considère une semelle filante posée sur la surface libre d'une couche d'argile non homogène et limitée par une base rigide (**Fig. IV.1**). La capacité portante pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur un sol non homogène purement cohérent est donnée par la relation suivante

$$q_u = c_0 N'_c \quad (IV.1)$$

$$N'_c = N_c i_c \quad (IV.2)$$

c_0 : est la cohésion à la base de la semelle

N_c : est le facteur de portance d'une semelle sous charge verticale

i_c : est le facteur d'inclinaison. La cohésion c_u est donnée par la relation suivante :

$$c_u = c_0 + k \cdot z \tag{IV.3}$$

Où k est le gradient d'augmentation de la cohésion avec la profondeur z . Le degré de non-homogénéité du sol est représenté par le rapport $\kappa = \frac{kB}{c_0}$, où B est la largeur de la fondation, D est la profondeur de mécanisme de rupture de la semelle filante.

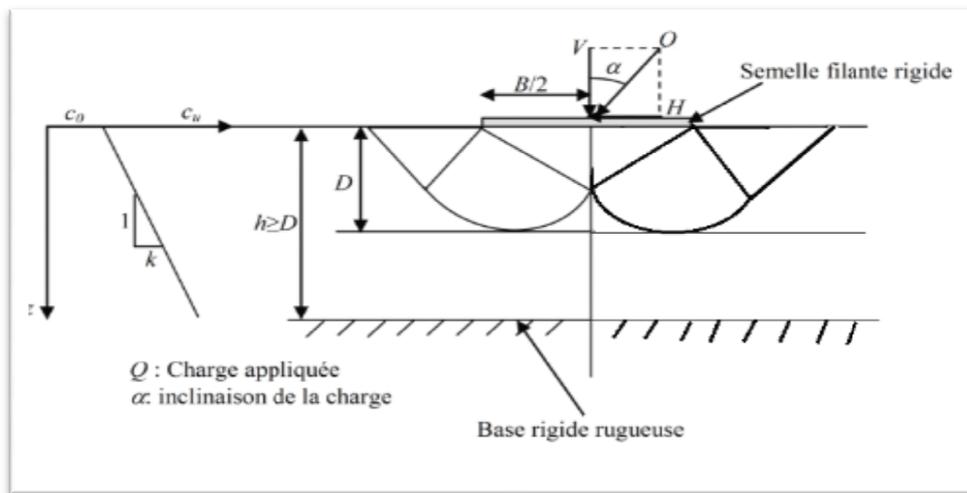


Figure M.1 : Géométrie du problème.

IV.3. Procédure de modélisation numérique

Pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée posée sur une couche d'argile non homogène d'épaisseur limitée en considérant la présence d'une base rigide, le code Plaxis en éléments finis a été utilisé.

Le rapport de la non-homogénéité $\kappa = kB/c_0$, varie entre 0 et 20, où k est le gradient de cohésion par rapport à la profondeur. (La cohésion est linéaire en fonction de la profondeur).figure (IV.2)

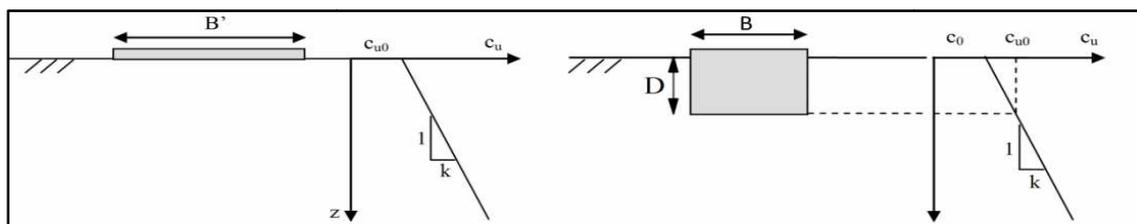


Figure IV.2 : Définition de l'augmentation linéaire de la cohésion avec la profondeur.

Dans la présente étude, la technique de chargement « probe » est utilisée pour déterminer les points de l'enveloppe de rupture $H-V$. La semelle est chargée progressivement jusqu'à la rupture par une force inclinée d'angle α varie de 0° à 90° par rapport à la verticale.

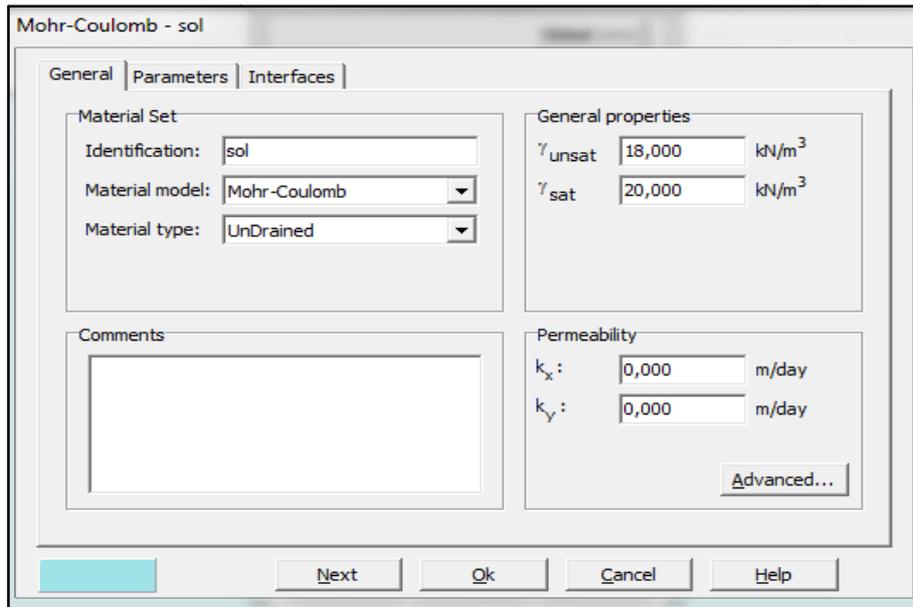
La semelle est modélisée par un élément de poutre élastique d'épaisseur et de largeur égale à 1m, avec une rigidité à la flexion $EI = 2,9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ et une rigidité axiale $EA = 3,48 \times 10^8 \text{ kN/m}$. Pour examiner l'évolution élasto-plastique de la charge ultime, une loi élastique- parfaitement plastique, les valeurs des paramètres retenues sont : $\nu = 0,49$. Module de déformation $E = 32000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$.

IV.4. Caractéristiques géotechniques du sol

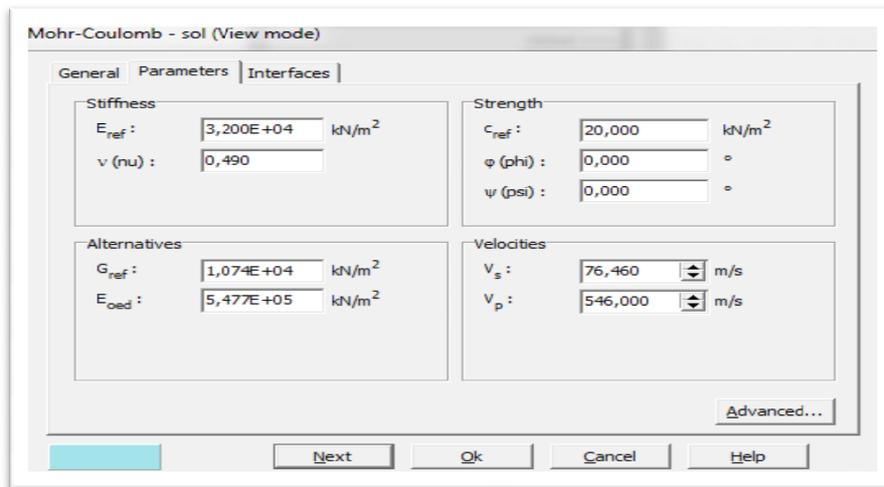
On considère un sol non drainé avec les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Poids volumique apparent $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique saturé $\gamma_{sat} = 20 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion $c = 20 \text{ KN/m}^2$
- Angle de frottement $\varphi (^\circ) = 0$

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée. Les propriétés du sol sont représentées dans la figure 4.2 (a,b).



(a)



(b)

Figure IV.3 : Caractéristiques géotechnique du sol (a) introduction du poids volumique ;(b) introduction de la cohésion.

IV.5. Maillage et conditions aux limites

IV.5.1 Maillage

Le code Plaxis en élément finis permet d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure. Pour les limites latérales, le déplacement est bloqué dans la

direction horizontale. Le modèle est discrétisé par un maillage avec des éléments à 15 nœuds comme il est indiqué sur la **figure IV.4**, un raffinement autour des bords de la semelle a été effectué ; les dimensions du modèle ont été définies de façon à éviter toute source de perturbation dans la formation des mécanismes de rupture dans le sol.

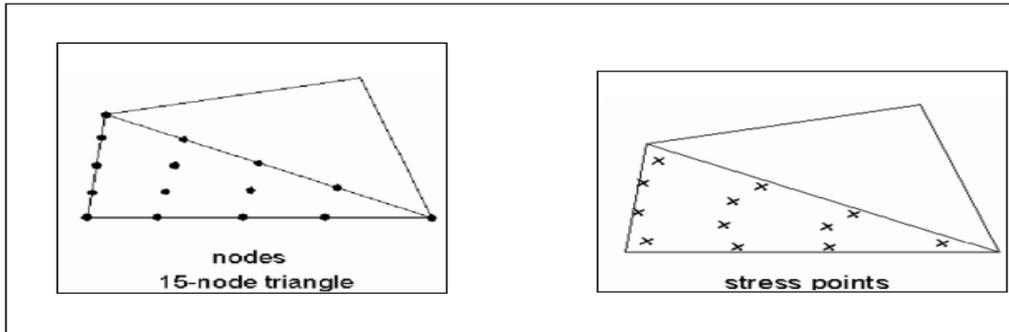


Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues .En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

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 IV.5**

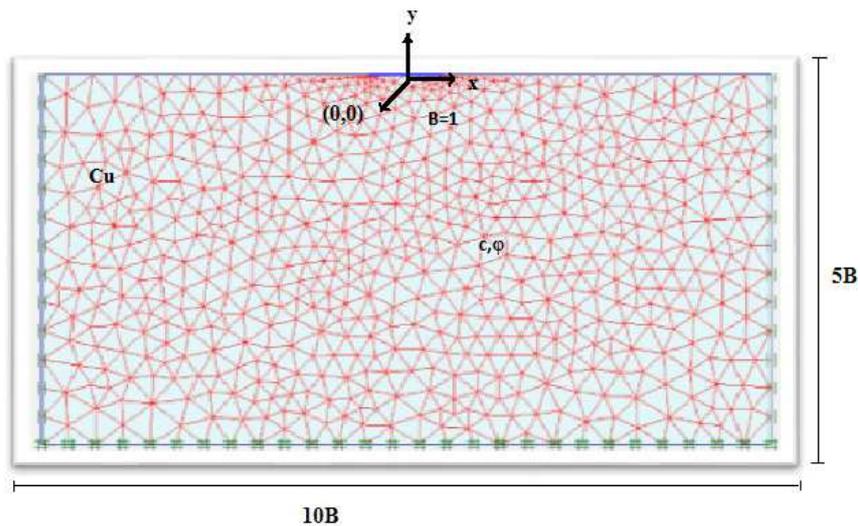


Figure IV.5 : Génération du maillage.

IV.5.2 Définition des conditions initiales

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

IV.5.2.1 Contraintes Initiales

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes générées par la gravité représentent l'état d'équilibre du sol, la figure IV.6 montre le choix de K_0 .

Dans une analyse avec PLAXIS, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes :

- La procédure K_0 .
- Le chargement gravitaire.

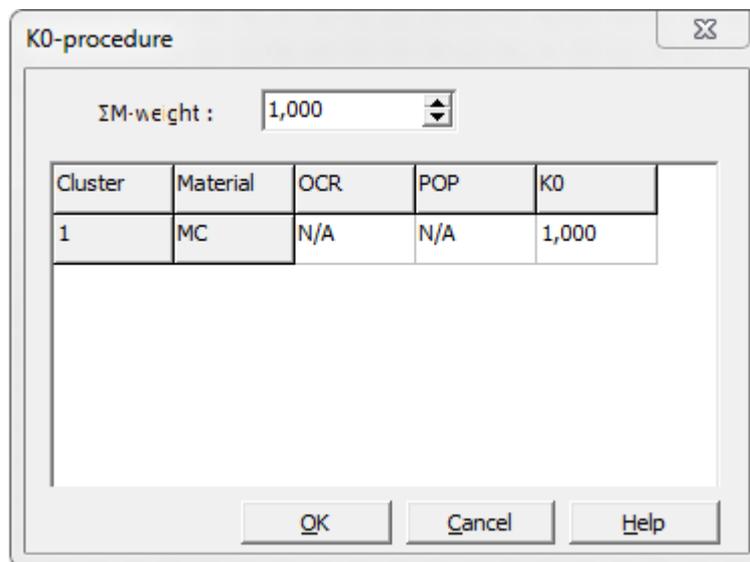


Figure IV.6 : Choix de k_0 .

Dans cette étude nous avons choisir la première procédure $K_0=1$

IV.5.3 Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. On choisit un calcul plastique (figure IV.7).

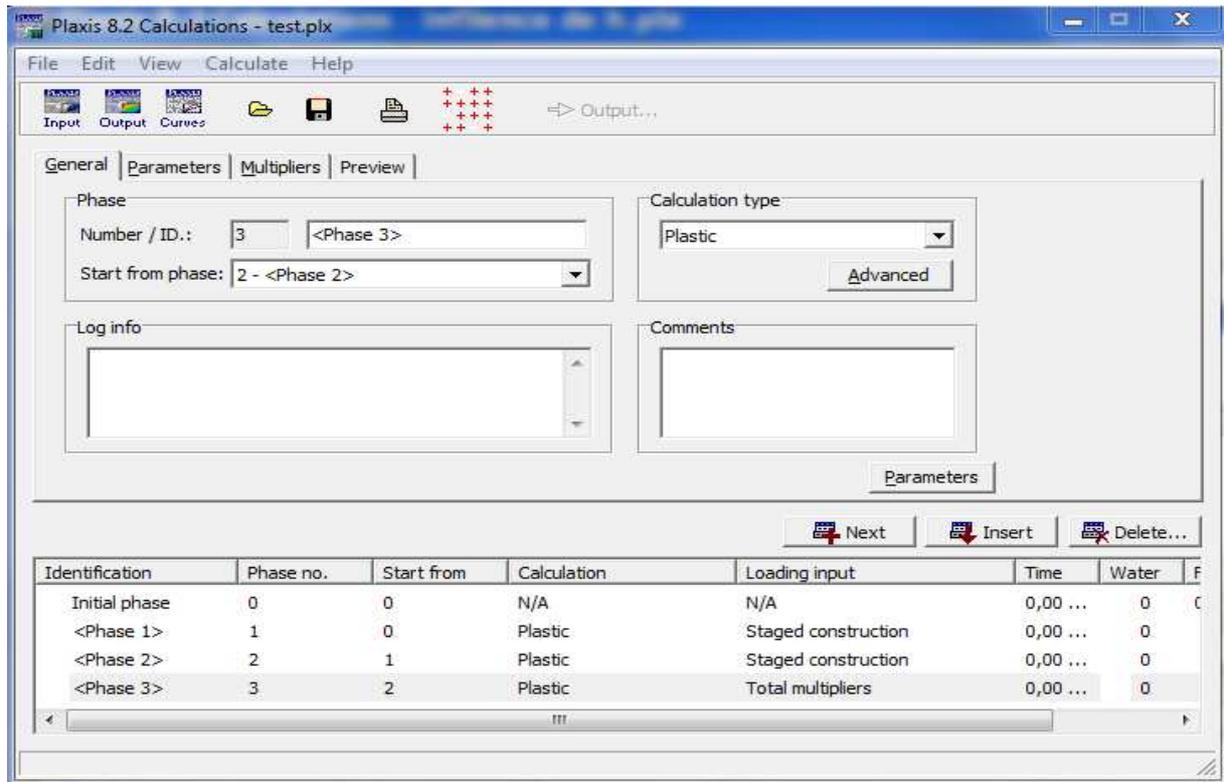


Figure IV.7 : Menu général de calcul.

1) Paramètres

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

- phase1 : construction de la fondation ;
- phase2 : activation de la charge ;
- phase3 : augmentation de la charge jusqu'à la rupture.

2) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou les déplacements.

Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir soit des points de déplacement soit des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

3) Calcul

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul (figure IV.8).

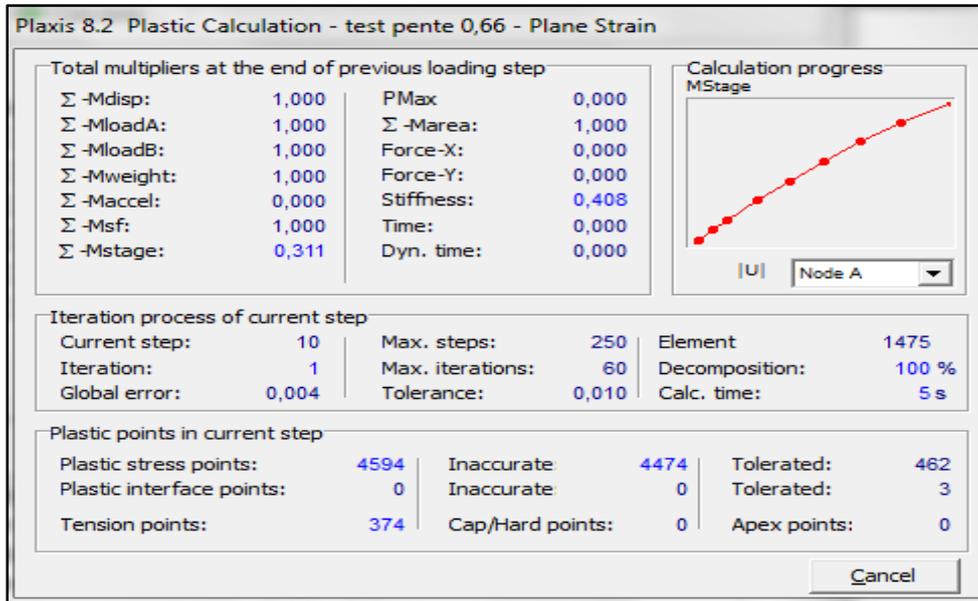


Figure IV.8 : Fenêtre d'évolution de calcul.

IV.6. Résultats et discussions

On considère une semelle sous charge inclinée sur une couche d'argile d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur

IV.6.1. Facteur de portance N'_c

La variation du facteur de portance N'_c en fonction de l'inclinaison de la charge α , pour différentes valeurs de κ , est représentée sur la Figure IV.9 L'angle d'inclinaison de la charge est varié de 0° à 90° . Pour toutes les valeurs de κ , le facteur de portance N'_c décroît avec l'augmentation de α .

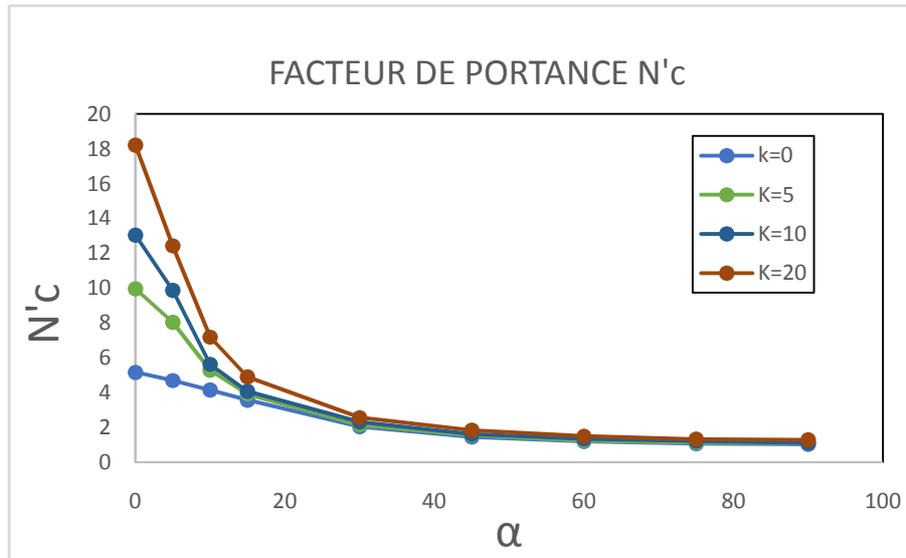


Figure IV.9 : Effet de κ sur N'_c en fonction de α .

Dans la figure IV.9 L'angle d'inclinaison de la charge est varié de 0° à 90° pour les cas de $\kappa = 0$ jusqu' à 20. Pour toutes les valeurs de κ , le facteur de portance N'_c décroît avec l'augmentation de α . Dans l'intervalle d'angle de 0° à 30° , on remarque que le gradient d'augmentation κ influe sur la convergence des 4 courbes, mais à partir de l'angle d'inclinaison de 30° , on remarque que le gradient κ n'a pas affecté la convergence des courbes, pour les grandes valeurs de α , Il n'y a pas d'effet de κ sur N'_c .

IV.6.2. Facteur d'inclinaison i_c

Le coefficient d'inclinaison i_c , par définition, c'est le rapport de la capacité portante sous charge inclinée $q_{ult, \alpha \neq 0}$ à la capacité portante verticale $q_{ult, \alpha = 0}$ de la même fondation, établie sur le même sol, il correspond donc à l'expression

$$i_c = q_{ult, \alpha \neq 0} / q_{ult, \alpha = 0}$$

Où $q_{u(\alpha \neq 0)}$ est la capacité portante pour le cas d'un chargement incliné ($\alpha \neq 0$), $q_{u(\alpha = 0)}$ est la Capacité portante pour le cas d'un chargement vertical centré ($\alpha = 0$).

La Figure IV.10 illustre la variation des valeurs de i_c pour différentes valeurs de κ ($0 < \kappa < 100$) en fonction de l'angle d'inclinaison α .

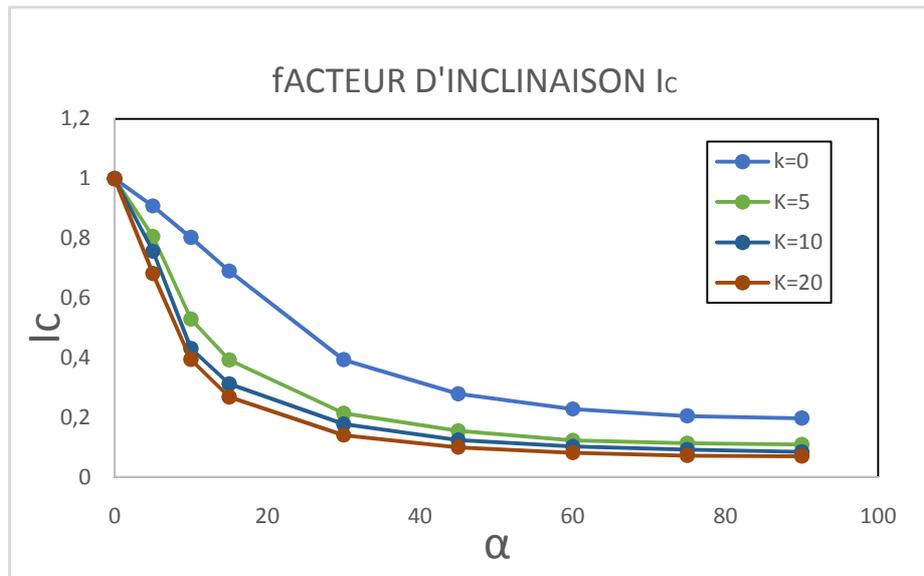


Figure IV.10 : Variation du facteur d'inclinaison en fonction de α .

La figure IV.10 montre que la variation du facteur d'inclinaison i_c en fonction de α , pour les cas de $\kappa = 0$ à 20. Il est clair que i_c diminue avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge α et la non-homogénéité du sol K est plus faible pour les grandes valeurs de κ . En plus, on constate que les valeurs de l'inclinaison de la charge diminuent avec l'augmentation de la non-homogénéité du sol.

On remarque aussi que l'amélioration de la convergence de la courbe pour $K=20$. Le facteur d'inclinaison i_c est inversement proportionnel avec l'angle d'inclinaison α .

IV.6.3. Courbes enveloppes

Dans le cas d'un chargement incliné, il est possible de représenter les charges limites ultimes dans le plan des paramètres de chargement $V-H$ sous la forme de courbes enveloppes ou surface ultime. Pour tracer cette surface la technique de chargement par force « probe » est utilisée, cette méthode consiste à appliquer progressivement une force inclinée sur la semelle, jusqu'à la rupture, en considérant un angle d'inclinaison α fixe et prédéfini. Chaque analyse « probe » permet de déterminer un point qui appartient à la surface ultime dans le plan des paramètres de chargement (charge verticale V – charge horizontale H). La figure IV.11 représente la charge verticale V en fonction de la charge horizontale H .

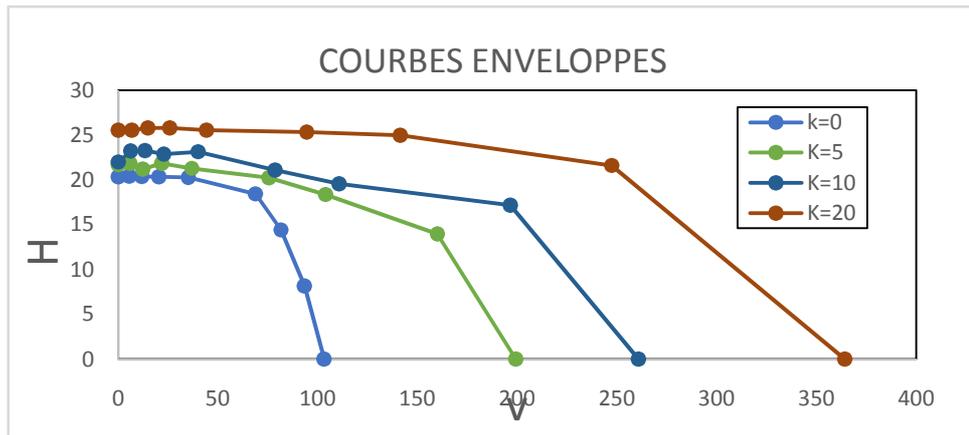


Figure IV.11 : Effet de κ sur la taille des courbes enveloppes.

Ce travail montre qu'il y a une augmentation de la taille de la courbe enveloppe avec l'accroissement de la non-homogénéité κ de 0 à 20. La courbe enveloppe la plus croissante c'est pour un rapport $K=20$, et la plus faible pour $K=0$, on constate que l'influence de ce rapport K est remarquable.

On remarque qu'il y a une relation inverse entre la charge verticale V et la charge horizontale H . Si les valeurs des charges horizontales augmentent, les valeurs de la charge verticales diminuent suivi par l'effet du rapport non-homogénéité du sol κ .

IV.7.Mécanismes de rupture

La Figure IV.12 montre les contours des déplacements incrémentaux à la rupture pour une semelle filante rugueuse sous charge verticale ($\alpha=0$). Pour un sol homogène, le mécanisme de rupture est complètement développé et comporte une zone élastique triangulaire immédiatement sous la semelle, qui repousse le sol en deux zones symétriques, ainsi le mécanisme de rupture est similaire à celui proposé par Terzaghi. En revanche, pour un sol non-homogène ($\kappa=20$), le mécanisme de rupture est plus petit. Ceci est fait en raison que le développement du mécanisme de rupture est bloqué par la présence d'un fort gradient vertical de cohésion qui sert à repousser les surfaces de rupture.

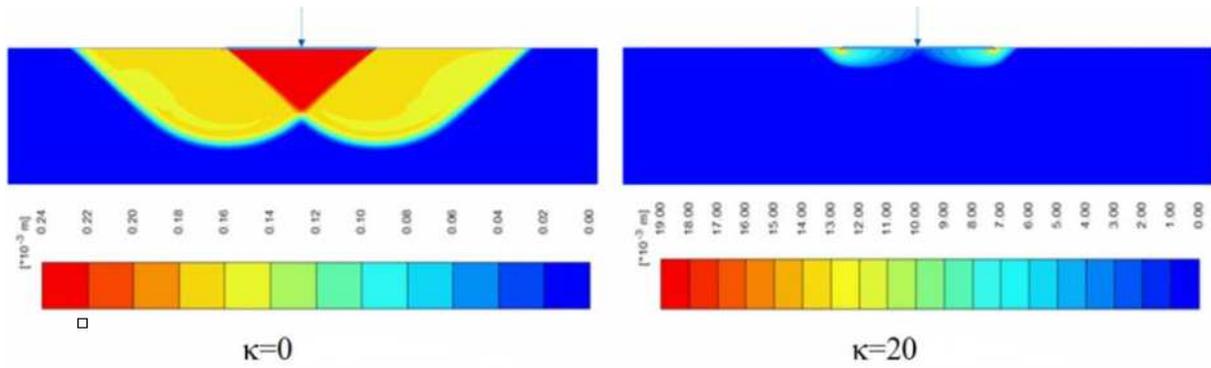


Figure IV.12 : Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge verticale, pour $\kappa=0$ et $\kappa=20$.

IV.8.Conclusion

Ce chapitre présente les résultats des analyses élasto-plastiques de la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur la surface d'une argile non homogène limitée par une base rigide. L'étude numérique de l'évolution élasto-plastique a permis de déterminer les facteurs de portance N'_c et les facteurs d'inclinaison i_c , ainsi que les courbes enveloppes dans le plan des paramètres de chargement ($V-H$). Une étude paramétrique a été menée pour une gamme pratique du rapport de la non-homogénéité du sol κ . Il a été trouvé aussi que le facteur i_c dépend du gradient vertical de cohésion, ce facteur de correction i_c est plus faible pour les grandes valeurs de κ .

La taille de la courbe enveloppe augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol κ de 0 à 20.

La zone de rupture sous la semelle diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la charge et la non-homogénéité du sol. Cette zone caractérise le volume du sol mobilise au moment de chargement incliné.

conclusion générale

Conclusion générale

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Il existe plusieurs méthodes qui permettent de prévoir le type du chargement appliqué sur la fondation (incliné), l'influence de la non-homogénéité du sol d'assise.

Les différentes applications des fondations superficielles, ainsi que les méthodes classiques et avancées utilisées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles ont été présentées dans le premier chapitre. La présentation de ces méthodes a permis de montrer l'avantage de chaque méthode. L'évaluation de la capacité portante en utilisant les courbes enveloppes ou les surfaces ultimes permettent de représenter les charges ultimes dans l'espace des paramètres du chargement appliqué. De nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur une argile non homogène.

Les calculs numériques élasto-plastiques de la capacité portante des fondations superficielles filantes, sous un chargement vertical et reposant à la surface d'une argile non homogène ont permis de constater l'influence importante de l'augmentation linéaire de la cohésion avec la profondeur sur le facteur de portance N'_c . Les charges ultimes et le facteur de capacité portante N_c augmentent avec l'accroissement de la non-homogénéité de la cohésion pour les angles de frottement α inférieur à 30° . Pour α supérieur à 30° les courbes sont presque superposées.

Les analyses élasto-plastiques ont permis d'évaluer le facteur de portance N'_c dans le cas d'une semelle filante sous charge inclinée, les résultats obtenus montrent que l'inclinaison de la charge α réduit le facteur N'_c et l'accroissement du degré de non-homogénéité de la cohésion conduit à une augmentation des facteurs de portance N'_c . L'influence de la non-homogénéité sur N'_c est négligeable pour les grandes valeurs de l'inclinaison de la charge, à cause de l'augmentation de la composante horizontale qui produit une rupture par glissement.

En fin, après l'interprétation des résultats obtenus par la présente étude il paraît que ces résultats se concordent bien avec ceux publiés dans la littérature.

References bibliographies

- [1] **Bolton, M. D. & Lau, C. K. (1993):** Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. *Can. Geotech. J.* 30, 1024-1033.
- [2] **Cassidy, m. J. & Houslyby, G. T (2002):** Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand. *Géotechnique* 52, No. 9, 687-692.
- [3] **Chen W. F.** Limit Analysis and Soil Plasticity. Amsterdam: Elsevier; 1975.
- [4] **D. Benmeddour, A. Mabroki, A .Mellas. (2010).** Etude Numérique De La Capacité Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
- [5] **Frydman S.andBurdH.** Numerical studies of bearing capacity factor N_γ . *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 1997; 123(1):20-9.
- [6] **Griffiths D. V.** Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Géotechnique* 1982; 32:195-202.
- [7] **Martin C.M.** (2005). Exact bearing capacity calculations using Computation the method of characteristics. *Proc. 11th Int. Conf. IACMAG. Turin 2005;* 4:441-50.
- [8] **Meyerhof, G. (1981):** The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique* 2, No. 4, 301-301-322.
- [9] **Meyerhof G.G.** The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique* 1951;
- [10] **Plaxis (8.2).** Finite element code for soil and rock analysis, *Plaxis 2D , PlaxisBV, Netherlands.*2:301-32.
- [11] **Soubra A. H.** Upper bound solutions for bearing capacity of foundations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 1999; 125(1):59-68.
- [12] **Sokolovskii V. V.** Statics of soil media. London: Butterworths; 1960.
- [13] **Terzaghi K.** Theoretical soil mechanics. New York: Wiley; 1943.G.
- [14] **Vesic , A.S,** 1973 , Analysis of ultimate Loads of shallow Foundations , *Journal of soil Mechanics and Foundations Division , American Society of civil Engineers .*
- [15] **D. Med Younes ouahab.** Thèse doctorat, **Contribution** à l'étude numérique de la capacité portante des fondations superficielles département de Génie Civil, Université de Biskra.

[16] **George G. Meyerhof, 1 F. ASCE, A. Sahap Yalcin and Surendra K.Mathur, M. ASCE** ULTIMATE PILE CAPACITY FOR ECCENTRIC INCLINED LOAD 1983.109.:408-423.

[17] **George G. Meyerhof and Tatsuya Koumoto,** INCLINATIONFACTORS FOR BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOOTINGS 1987.113.1013-1018.

[18] **Swami Saran and R. K. Agarwal** Eccentrically-OBLIQUELY LOADED FOOTING 1989.115.1673-1618.

[19] **R. Ganesh; Sunil Khuntia; and Jagdish Prasad Sahoo** Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads 06016028.

[20] **D.Loukis T.Chkarbortry R.Salgado** Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements 2009, 871-879.

[21] **Radoslaw L. Michalowski, Liangzhi You** computer and geotechnique 23(1998) 237-253.

[22] **Mitsu soils and foundation vol.42, No. 4, 43-56, August 2002.**