

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
L'Université d'Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et Génie Civil

Mémoire fin d'étude

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de master Génie Civil

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux En Génie Civil

Thème

Étude numérique 2D de la capacité portante d'une fondation superficielle

Présente par :

- Boutebba Mohammed Ilyas
- Lakhoues Ali
- Mansouri Wail
- Ben Ali Khazzani

Soutenu le 14/06/2022. Devant le jury composé de:

Dr. Kaab Mohamed Zohair.....Président
Dr. Labiodh Bachir..... Examineur
Dr. Farik Ali Encadreur
Dr. Aouadj Abdelfettah Co-encadreur

Année Universitaire 2021/2022

شكر وعرفان

نحمد الله عز وجل الذي وفقنا في إتمام البحث العلمي والذي رزقنا الصحة والعافية والعزيمة، فالحمد لله حمدا كثيرا.

نتقدم بجزيل الشكر والتقدير الى الاستاذ المشرف فريك علي على كل ما قدمه لنا من توجيهات ومعلومات قيمة ساهمة في اثراء موضوع دراستنا في جوانبها المختلفة كما نتقدم بجزيل الشكر الى الاستاذ يوسف امين على المعلومات التي قدمها لنا ونشكر كل من ساهم في إتمام هذه المذكرة شكرا لكم جميعا.

Remerciements et gratitude

Nous remercions Dieu Tout-Puissant, qui nous a permis d'achever la recherche scientifique et nous a bénis avec la santé, le bien-être et la détermination. Merci Dieu, merci beaucoup Dieu.

Nous adressons nos sincères remerciements et notre gratitude au professeur superviseur de Frick pour tous les conseils et les précieuses informations qu'il nous a fournis, ce qui a contribué à enrichir le sujet de notre étude Dans ses différents aspects, nous adressons également nos sincères remerciements professeur Youssoufi Amin pour les informations qu'il nous a fournies, et nous remercions tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette note.

المخلص:

في العديد من الحالات نواجه مشكلة ضعف قدرة تحمل التربة والتي غالبا ما تجبرنا على بناء الهياكل على أسس عميقة لضمان استقرارها أو البحث عن مكان آخر لتنفيذ المشروع. من أجل تجنب هذه الاختيارات المكلفة ، يهتم هذا العمل بدراسة تحسين القدرة على التحمل من خلال تقوية التربة بواسطة طبقات من الجيوقريد.

لهذا أنشأنا نموذجًا عدديًا لأساس مستمر يرتكز على تربة رملية ، باستخدام برنامج حساب Plaxis 2D V- 8.2 الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

ثم تم عمل دراسة بارامترية على أساس معطيات النموذج المرجعي حيث تم تسليط الضوء في هذه الدراسة الرقمية على تأثير التباعد بين الجيو قريد ، طول الجيو قريد ، وكذلك تأثير العديد من العناصر على تحسين قدرة تحمل التربة.

الكلمات المفتاحية: الأساسات، قدرة التحمل، الجيوقريد، الرمل، التحليل العددي، بلاكسيس ثنائي الأبعاد.

Résumé :

Dans plusieurs cas, nous rencontrons le problème de la mauvaise portance des sols qui nous oblige souvent à construire les ouvrages sur des fondations profondes pour assurer la stabilité des structures ou chercher un autre endroit pour faire le projet. Afin d'éviter ces choix coûteux, le présent travail s'intéresse à l'étude de l'amélioration de la capacité portante par le renforcement du sol par des nappes de géogrilles.

Pour cela nous avons créé un modèle numérique d'une fondation filante reposant sur un sable, à l'aide du code de calcul Plaxis 2D V-8.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Ensuite une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour avoir l'impact de l'espacement entre les géogrilles, la longueur des géogrilles, ainsi que l'influence de plusieurs paramètres sur l'amélioration de la capacité portante des sols ont été mis en évidence dans cette étude numérique.

Mots clés: Fondations, capacité portante, géogrille, sable, analyse numérique, Plaxis2D

Summary

In several cases, we encounter the problem of the poor bearing capacity of the soils which obliges us often to build structures on deep foundations to ensure the stability of structures or look for another place to do the project. In order to avoid these costly choices, the This work is interested in the study of the improvement of the carrying capacity by the reinforcement soil by layers of geogrids.

For this we have created a digital model of a continuous foundation resting on a sand, using the Plaxis 2D V-8.2 calculation code which is based on the finite element method.

Then a parametric study based on the reference parameters was made to have the impact the spacing between the geogrids, the length of the geogrids, as well as the influence of several parameters on the improvement of the bearing capacity of soils have been highlighted in this numerical study.

Keywords: Foundations, bearing capacity, geogrid, sand, numerical analysis, Plaxis2D

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Généralités sur les fondations superficielles et profondes	
I.1 Introduction	4
I.2 Définitions	4
I.3 Différents types de fondations	4
I.4 Choix du type	5
I.5 Fondation superficielle	6
I.6 Mode de rupture d'une fondation superficielle	8
I.7 Philosophies de conception des fondations	13
I.7.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)	13
I.7.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)	13
I.8. Notions Sur Les Geosynthetiques:	15
I.8. 1. Introduction:	15
I .8. 2.Classification des géo synthétiques :	15
I .8. 2.1. Les géotextiles	15
I .8. 2.2. Les gorilles	15
I .8. 2.3. Les géo filets	16
I .8. 2.4. Les géo membranes	16
I .8. 2.5. Les géo composites	16
I .8. 3. Fonctions des géo synthétiques	16
I .8. 3.1. Separation	16

I .8. 3.2. Filtration	17
I .8. 3.3. Drainage	17
I .8. 3.4. Renforcement	17
I.9. Conclusion	18
CHAPITRE II : Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols	
II.I.1 Méthode d’anaclitique	20
II.I.2. Introduction	20
II.I.3 Capacité portante	20
II.I.1. Méthode de Terzaghi	20
II.I.1.1. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	24
II.I.2. Method de Meyerhof	25
II.I.2.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale	27
II.I.2.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	28
II.I.3. Méthode de Brinch Hansen	28
II.I.3.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale	30
II.I 3.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	30
II.I.4. Méthode de Vesic	31
II.I 4.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale	32
II.I 4.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment	32
II.I 4.3. Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	33
II. II. Méthodes numériques utilisées dans la modélisation des structures en terre	33
II. II.1. Introduction	34
II. II.2. Modélisation des fondations superficielles	35

II. II.3. Modélisation du sol et de la fondation sans les structures	35
II. II.4. Cas d'une fondation à la géométrie complexe	35
II. II.5. Cas d'une fondation rigide	36
II. II.6. Cas d'une fondation souple	36
II. II.7. Modélisation du sol, de la fondation, et des structures	36
II. II.8. Influence de l'état initial des contraintes	37
II. II.9. conseils pour la réalisation des maillages de fondations superficielles	37
II. II.10. Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles	39
II. II.11. Solutions numériques existantes	39
II. II.11.1.1 Frydman et Burd (1997)	39
II. II. 11.2 Hans.L.Erickson ET Andrew Drescher (2001)	40
II. II.11.3 R. S. Merifield, S. W. Sloan ET H. S. Yu (1998)	41
II. II.11.4 J.S. Shiau, A.V. Lyamin, et S.W. Sloan (2003)	42
II. III. Méthode expérimental :	43
II. III.0. Introduction	43
II. III.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique	44
II. III.2. Fondations superficielle	44
II. III.3. Pression limite nette équivalente «Pie*» au plessimètre Ménard et résistance de pointe	44
II. III 3.1 Hauteur d'encastrement équivalente «De»	46
II. III 3.2 Profondeur critique	46
II. III 3.3. Charge vertical centrée	47
II. III.3 Essai de la plaque	49

II. III.3.1 Calcul de la capacité portante	49
II. III.3.2 Calcul du tassement des fondations superficielles	50
II. III.4. Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique »	50
II. III.4.1 Calcul par la méthode pressiométrique	51
II. III.4.2 Calcul par la méthode pénétrométrique	53
II. III.5. Calcul par l'essai de la plaque	54
CHAPITRE III : Présentation d'outil de simulation numérique	
III.1 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	56
III.1.1 Introduction	56
III.1.2 Bref historique	56
III.1.3 Concepts de base	57
III.1.4 Calculs par la MEF	57
III.2 Présentation du logiciel PLAXIS	59
III.2.1 Présentation du logiciel PLAXIS	59
III.2.2 Lois de comportement utilisées dans PLAXIS	59
III.2.2.1 Modèle élastique linéaire	60
III.2.2.2 Le modèle de Mohr-Coulomb	60
III.2.2.2.1 Module de Young	61
III.2.2.2.2 Coefficient de Poisson	62
III.2.2.2.3 Angle de frottement	62
III.2.2.2.4 La cohésion	63
III.2.2.2.5 L'angle de dilatance	63
III.2.2.2.6 Paramètres avancés	63

III.2.2.3 Génération du maillage	64
III.2.2.4 Recommandations pour la génération d'un maillage	65
III.2.2.5 Les modèles utilisés dans PLAXIS	65
III.2.2.5.1. Modèle élastique linéaire	65
III.2.2.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb	66
III.2.2.5.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	66
III.2.2.5.4. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	66
III.2.2.5.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)	66
III.2.2.5.6. Modèle défini par l'utilisateur	66
III.2.3 Conclusion	67
CHAPITRE IV : Etude de cas : Semelle rigide	
IV .1. Introduction	69
IV.2 .Présentation du modèle de référence	69
IV .1.2. Géométrie	69
IV.2.2. Les étapes de création d'un modèle avec plaxis 2D	70
IV.2.3. Conditions aux limites	71
IV.2.4. Caractéristiques de sol de fondation	72
IV.2.5. Modélisation de la semelle	74
IV.2.6. Génération de millage	75
IV.2.7. Calcul des conditions initiales	76
IV.2.8. Phasage de calcul	77
IV.2.9. Les résultats de modèle de référence	81
IV.2.9.1. Les déplacements	81

IV.2.9.1. La capacité portante	82
IV.2.9.2. Validation du modèle de référence	83
IV.3. Etude paramétrique	83
IV.3.1. L'effet de renforcement par une nappe de géogridde a une rigidité variable	83
IV.3.0. La capacité portante	84
IV.3.2. L'effet de renforcement par deux nappes de géogrilles (avec des espacements variables)	86
IV.3.1. L'effet de renforcement par deux nappes de géogrilles (avec de rigidité variable)	87
IV.3.4. L'effet de nombre des nappes de géogrilles	88
IV.3.5. L'effet de la longueur des nappes de géogrilles	90
IV .4 Conclusion	92

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES..

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les fondations superficielles et profondes

Figure I.1: types de fondations	5
Figure I.2: rapport B/D définissant le type de fondation	7
Figure I.3: Fondations superficielles	7
Figure I.4: rupture par cisaillement général	8
Figure I.5: rupture par cisaillement local	9
Figure I.6: rupture par poinçonnement	10
Figure I.7: nature de la rupture en fonction de la densité relative 78et 79	11

CHAPITRE II :Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols

Figure II.1 ligne de glissement de prandtl (Richards et al ,1993)	20
Figure II.2 simpification de la ligne de prandtl (Richards et al ,1993)	21
Figure II. II.1: dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle	39
Figure II. III.1 Définition de la pression limite nette équivalente pie	45
Figure II. III.2. Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle	46
Figure II. III.3. Variation de la capacité portante « Q_i »	47
Figure II. III.4. Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire	48
Figure II. III.5. Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes	48
Figure II. III.6. Graph chargement-tassement	49
Figure II. III.7. Calcule de tassement par l'essai œdométrique.	51
Figure II. III.8. Abaque de la fonction $F(\sigma_v')$	54

CHAPITRE III : Présentation d’outil de simulation numérique

Figure III.1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb. .	61
Figure III.2 : Définition du module à 50% de la rupture.	62
Figure III. 3 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.	64

CHAPITRE IV : Etude de cas : Semelle rigide

Figure IV.1 Géométrie d'une semelle filante repose sur une couche de sable	69
Figure IV.2: Project de la fenêtre des paramètres généraux	70
Figure IV.3: Dimensions de la figure de la fenêtre des paramètres généraux	70
Figure IV.4 : géométrie de modèle dans la fenêtre d'entrée	71
Figure IV.5 : Les conditions aux limites de modèle	72
Figure IV.6 : Onglet général de la fenêtre d’entré le jeu de données de sol et d'interface	73
Figure IV.7 : Onglet Paramètres de la fenêtre d’entré le jeu de données de sol et d'interface	74
Figure IV.8 La boîte de dialogue Déplacements prescrits dans la fenêtre Construction par étapes	75
Figure IV.9 : Génération du maillage	75
Figure IV.10: Champ de contraintes initiales	77
Figure IV.11: La fenêtre de calculs.	78
Figure IV.12: Fenêtre Paramètres de Calculs	79
Figure IV.13: La fenêtre d'informations de calculs	80
Figure IV.14: Maillage déformé	81
Figure IV.15: Déplacements totaux	82
Figure IV.16: Courbe de variation chargement en fonction du tassement de la semelle (plaxis 2D)	82

Figure IV.17: Validation du modèle de référence	83
Figure IV.18: Courbe de variation chargement en fonction du tassement de la semelle	84
Figure IV.19: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par une nappe de géogridde)	85
Figure IV.20 Courbe: Variation de la capacité portante en fonction de la rigidité de la géogridde (cas d'une seule nappe)	86
Figure IV.21: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par deux nappes de géogriddes)	86
Figure IV.22 Courbe: Variation de la capacité portante en fonction de l'espacement entre les deux géogriddes	87
Figure IV.23: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par deux nappes de géogriddes et espacement de 0.3m)	87
Figure IV.24: Variation de la capacité portante en fonction de la rigidité de la géogridde (cas de deux géogriddes)	88
Figure IV.25: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par quatre nappes de géogriddes et espacement de 0.2m)	88
Figure IV.26: les vecteurs de déplacements totaux (cas du sol renforcé par quatre nappes de géogriddes et espacement de 0.2m)	88
Figure IV.27: Déplacements totaux (cas du sol renforcé par quatre nappes de géogriddes et espacement de 0.2m)	89
Figure IV.28 Courbe Variation de la capacité portante en fonction de nombre des nappes de géogridde	90
Figure IV.29: les valeurs de variation de la longueur de géogriddes	90
Figure IV.30: Variation de la capacité portante en fonction de nombre des nappes de géogridde	91

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités sur les fondations superficielles et profondes

Tableau (I.1) - Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation (d'après le BS 8004)	13
--	----

CHAPITRE II : Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols

Tableau II. 1 : comparaison entre les facteurs des capacités portante selon le mécanisme de prandtl et le mécanisme de coulomb (Rechards et al 1993)	23
Tableau II. 2 : Facteurs des capacité portant Whowdhury et Dasgupta (2009)	33
Tableau II. II.1 Facteurs de capacité portante N_{γ} pour une fondation circulaire	41
Tableau II. II.2 facteurs de capacité portante $N_{C'}$ pour une fondation circulaire	41
Tableau II. III.1. Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)	45
Tableau II. III.2. Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)	48
Tableau II. III.3. Coefficients de forme	52
Tableau II. III.4. Coefficient rhéologique α	53

CHAPITRE IV : Étude de cas : Semelle rigide

Tableau IV.1 : Propriétés matérielles de la couche de sable	73
Tableau IV.2 : Propriétés matérielles de la couche de sable	89
Tableau IV.3 : Propriétés du géogrille	85

TABLE DES NOTATIONS

A	Aire d'une fondation
B	Largeur d'une fondation
D	Encastrement d'une fondation
L	Longueur d'une fondation
$N\gamma, Nq, Nc$	Facteur de capacité portante
$i\alpha, i\beta$ et $i\gamma$	Coefficients correcteurs d'incinaison
W	représente le poids du coin
Q	la charge de rupture de la fondation
$S\gamma, Sc, Sq$	Coefficients correcteurs de forme
W	Poids d'un massif de terres
e	Excentrement d'une charge
ϕ	l'angle de frottement interne
c, c', cu	Cohésion du sol
γ	poids volumique total du sol
γ_w	Poids volumique de l'eau
q_0	Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.
p_{le}	Pression limite nette équivalente.
	Facteur de portance pressiométrique.
q	contrainte de rupture
q_0	contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).
qce	résistance de pente équivalente.
Kc	facteur de portance pénétrométrique.
u	vecteur déplacement réel (petits déplacements).

σ	Vecteur vitesse virtuelle.
ε	Pseudo-vecteur contrainte (réelle). Pseudo-vecteur déformation (réelle).
ε^*	Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.
f	Vecteur force de volume.
t	Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie de la frontière
ψ	Angle de dilatance
k^*	Indice de gonflement
λ^*	Indice de compression
μ^*	Indice de fluage
vur	Coefficient en charge décharge (par défaut 0,15)
M	Pente de la ligne de l'état critique

Introduction générale :

L'une des choses les plus importantes dans le domaine de l'ingénierie géotechnique est de déterminer la capacité portante et est considérée comme l'un des sujets les plus importants dans le domaine de la mécanique des sols et de sa relation avec les fondations.

Les procédures de calcul classiques, basées sur la méthode de l'équilibre limite, imposants, d'une part, les directions des plans de rupture (approximation très grossière), d'autre part ces théories supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec un angle de dilatance égale à l'angle de frottement interne ϕ . il est bien connu que pour les sols réels, l'angle de dilatance est généralement considérablement inférieur à ϕ .

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Prandtl (1921) et Reissner (1924) modifiées plus tard afin de les adopter à d'autres conditions comme par exemple la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la charge,.....etc.

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine du calcul bidimensionnel, malgré que les calculs en 3D sont beaucoup plus lourds que les calculs en 2D. Ce mémoire est structuré comme suit :

- Dans le premier chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement, les différents mécanismes de rupture et la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante dans le cas générale (semelles filante)
- Le deuxième chapitre comporte les lois de comportement et modélisation des sols. Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers. les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène, massif semi-infini) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles planes (calculs de stabilité de pente, soutènements) ou axisymétriques (réseaux de drains ou de colonnes, pieux, galeries de tunnels). Les calculs tridimensionnels sont limités aux équations de l'élasticité linéaire pour les fondations superficielles et à certaines études d'écoulements

- Dans le troisième chapitre, une présentation générale de l'outil numérique pour nos simulations bidimensionnelles par le code de calcul plaxis en éléments finis qui est un outil bien adopté aux problèmes géotechniques ou des structures
- Un quatrième chapitre, consacré à l'élaboration du modèle de référence des fondations superficielles réalisé à l'aide du code PLAXIS version 8.6 et de le comparer avec les valeurs de calcul analytique classique de la charge limite

Chapitre I :

Généralités sur les fondations superficielles et profondes

I.1 Introduction: [1]

A travers l'histoire, les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis de la nécessité de réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante à leurs constructions. A l'ère des grecques et romains, les projeteurs, ont tiré d'importantes leçons quant aux besoins d'utiliser des fondations adéquates pour lesquelles beaucoup de leurs structures ont résisté pendant des siècles. Les romains ont utilisé, à titre d'exemple, des blocks de pierres pour la réalisation des structures en arc s'élevant à plusieurs mètres de hauteur sans pour autant qu'ils aient de tassements notables. Dès lors, beaucoup d'investigations ont été effectuées en vue d'améliorer le mode de réalisation des semelles et les méthodes de leurs calculs.

I.2 Définitions :

Le terme « fondations » désigne les parties d'une construction en contact avec le sol auquel elles transmettent, dans les conditions les plus favorables, leurs charges sans causer une rupture par cisaillement du sol ou un tassement excessif; ce sont donc des éléments de liaison dont la conception est fonction aussi bien des caractéristiques du terrain que celle de la construction.

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et possède une capacité portante adéquate pour supporter les charges provenant de la superstructure, il est possible d'utiliser ce qui est appelé « fondation superficielle » telle que semelle isolée ou radier. Dans le cas où le sol se trouvant à proximité de la surface est incapable de reprendre les charges structurelles, on utilise alors des fondations profondes telles que les pieux.

I.3 Différents types de fondations:

La capacité du sol ou de la roche à supporter les structures telles que bâtiments, usines, barrages et ponts, on distingue deux (02) types de fondations suivant le mode de transmission des charges des constructions aux couches de sol sous-jacentes:

- Foundations superficially Salon
- Foundations profoundest.

Les fondations superficielles sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les reportent,

quant à elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent. Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve un autre type de fondations appelé fondations semi-profondes telles que les puits et les pieux courts.

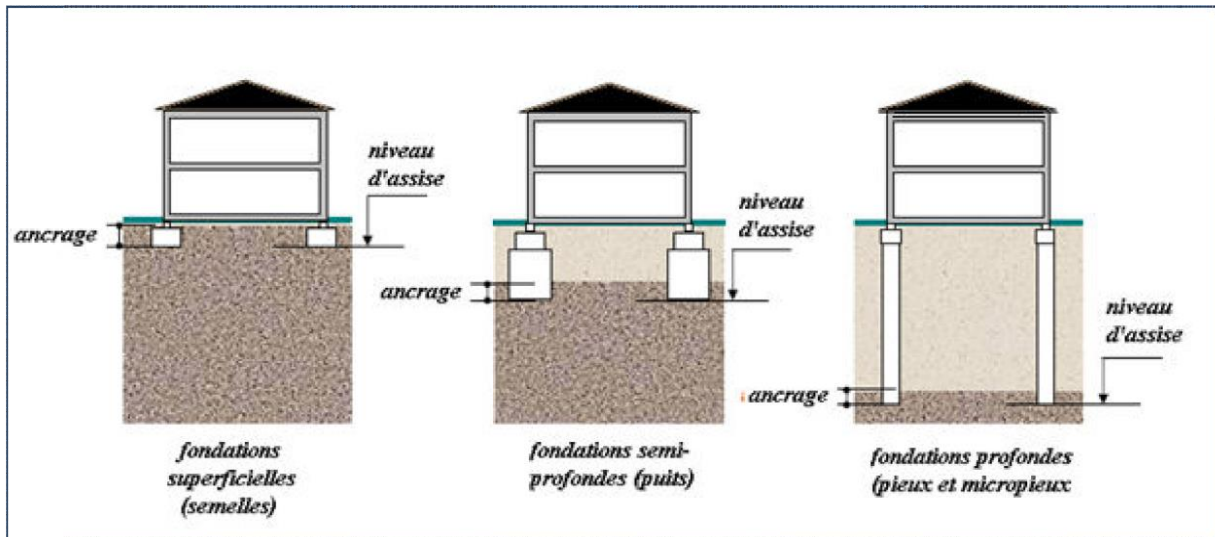


Figure I.1: types de fondations

I.4 Choix du type:

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

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

Cependant, afin de décider sur le type de fondation à utiliser, on doit couvrir les couches de sol concernées par la construction à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le type de fondation, superficielle ou profonde, à utiliser. La nature de la structure Les charges appliquées par la structure Les caractéristiques du sol sous la fondation Les coûts des fondations, puis évaluer elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches

I.5 Fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations superficielles sont bien adaptées pour des sols de surface ayant une résistance assez suffisante, et peuvent se présenter sous forme de semelles

Isolées, filantes ou radier (figure I.3) et constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges de la superstructure au sol. Réalisées autrefois en maçonnerie, les fondations sont aujourd'hui toutes construites en béton armé et enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Les semelles isolées et les radiers sont de formes et de dimensions quelconques. Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

- * **B**, largeur de la fondation
- * **L**, longueur de la fondation
- * **D**, encastrement représentant la profondeur de sa base.

Une fondation est dite (**figure I.1**) :

- * superficielle si le rapport $D/B < 1.5$
- * profonde si $D/B > 5$
- * semi profonde (puits ou tranchée) pour un rapport compris entre 1.5 et 5

Parmi les fondations superficielles, on distingue les semelles des radiers. Les semelles sont de dimensions limitées et peuvent prendre l'aspect de dalles carrées, rectangulaires ou circulaires, situées sous des poteaux, ce sont les semelles isolées.

Elles peuvent aussi avoir de grande longueur **L** si elles supportent un mur ou une paroi, toute en gardant une largeur **B** limitée.

Dans la pratique, on peut considérer qu'une semelle rectangulaire est une semelle filante dès que le rapport L/B atteint ou dépasse la valeur 10 ; on peut même s'autoriser en première approximation

à traiter comme une semelle filante, une semelle rectangulaire dont le rapport de la longueur à la largeur dépasse 5

Cependant les radiers ont une largeur notable aussi bien en largeur qu'en longueur, et se présentent sous forme de dalles carrées ou rectangulaires de grandes surfaces. Leur utilisation s'impose: - si l'on a une faible résistance du sol, - si les ouvrages transmettent des charges importantes conduisant à des semelles dont la surface est voisine de la moitié de celles

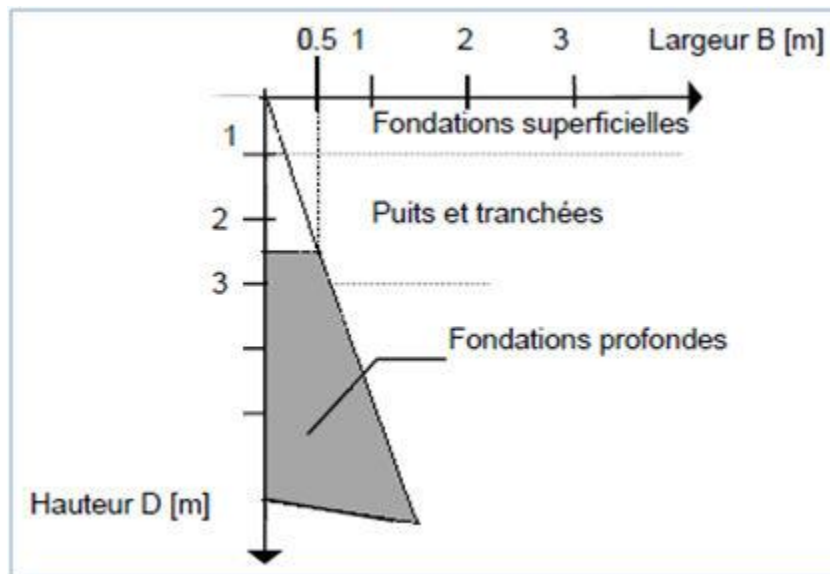


Figure I.2: rapport B/D définissant le type de fondation

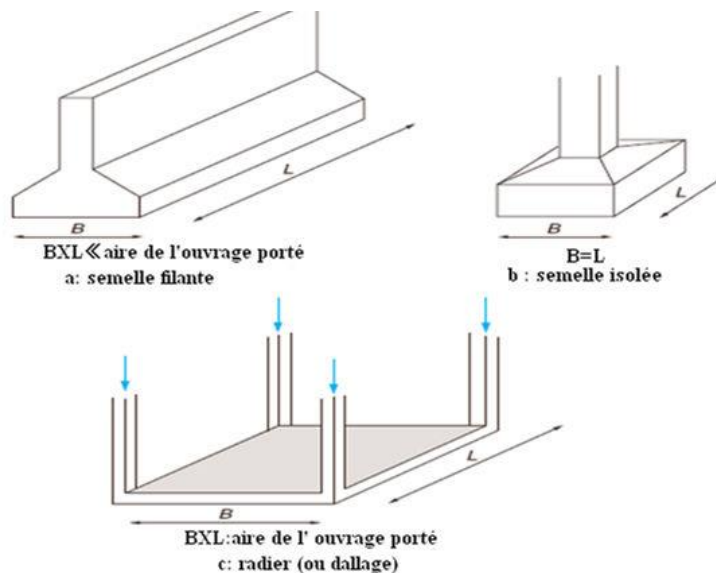


Figure I.3: Fondations superficielles

I.6 Mode de rupture d'une fondation superficielle :

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur D_f au-dessous de la surface du sol. Si on applique une charge $q = Q / A$, avec A l'aire de la semelle, d'une façon progressive sur cette semelle, on observe un tassement qui croît avec l'intensité de la charge. Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle augmente approximativement en fonction de la charge, il s'agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement plus grandes. Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, tel qu'un sable dense ou une argile raide, en appliquant la charge, il y a formation d'un coin sous la base de la fondation qui refoule le sol latéralement selon des surfaces de glissement qui débouchent à la surface du sol. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable

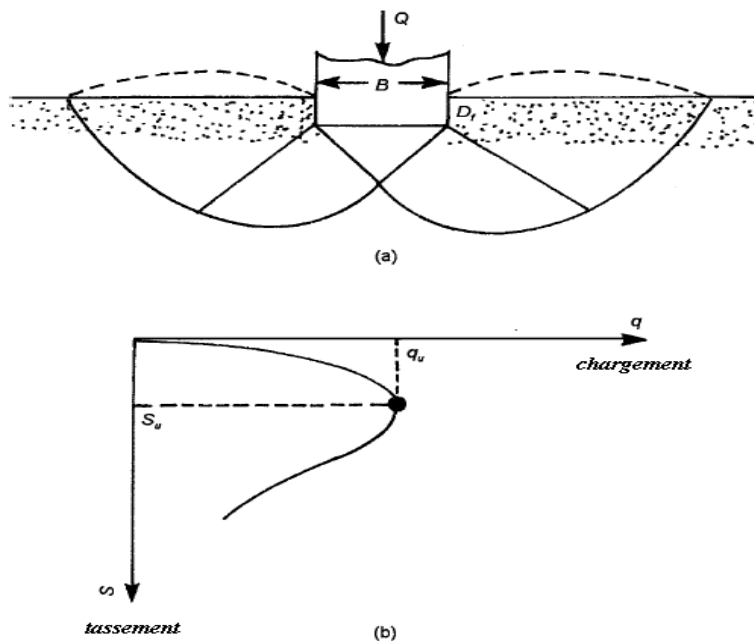


Figure I.4: rupture par cisaillement général

Dans ce cas, on observe un tassement qui croît jusqu'à une valeur limite ($q = q_u$) à partir de laquelle le tassement continue sans qu'il y ait accroissement dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement. La surface de rupture dans le sol est représentée dans la figure (I.4) et la courbe chargement-tassement est représentée dans la figure (I.4). Ce type de rupture est appelée rupture par cisaillement général et q_u représente la capacité portante ultime. La valeur de la charge maximale $q = q_u$ est, dans ce cas, clairement représentée dans la figure (I.4) par la courbe

chargement-tassement Si le sol supportant la fondation est constitué d'un sable moyennement dense ou d'une argile moyennement consistante (figure I.5), la courbe chargement-tassement prend la forme représentée dans la figure (I.5)

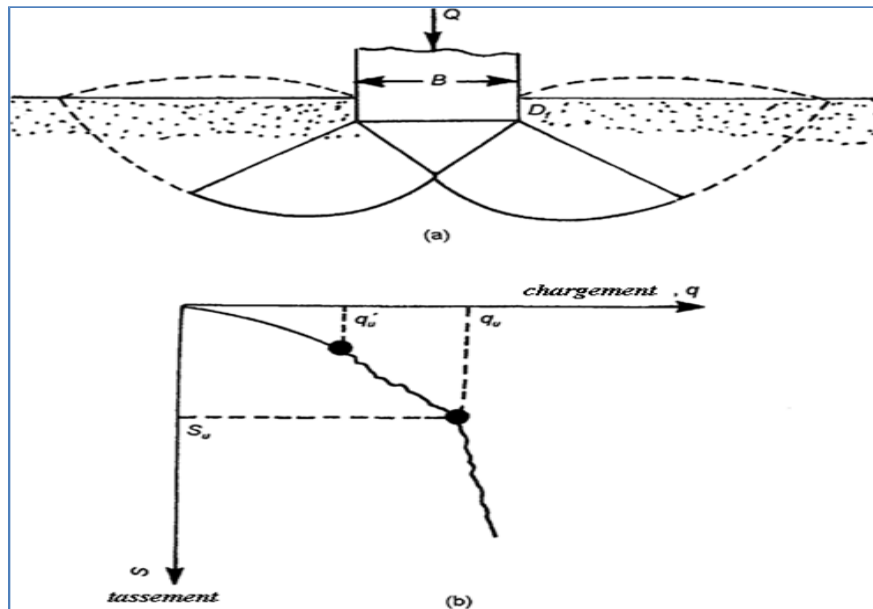


Figure I.5: rupture par cisaillement local

La charge q_u croit avec le tassement jusqu'à la valeur $q=q_u'$ correspondant à la première charge de rupture. Dans ce cas la surface de rupture développée dans le sol serait celle représentée par la courbe continue dans la figure (I.5a) Si on augmente encore la charge, la courbe chargement-tassement devient plus rapide et plus irrégulière et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinu dans la figure (I.5b). Quand la valeur de q atteint q_u' (capacité limite ultime), la surface de rupture atteint la surface du sol et à ce moment-là, la courbe prend une forme linéaire dans laquelle aucun pic n'est observé. Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement localisé.

La figure (I.6) a montré la même fondation posée sur un sable lâche ou une argile molle. Dans ce cas, la courbe chargement-tassement prend la forme représentée dans la figure (I.6b). La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation et la surface de rupture n'atteint pas la surface du sol.

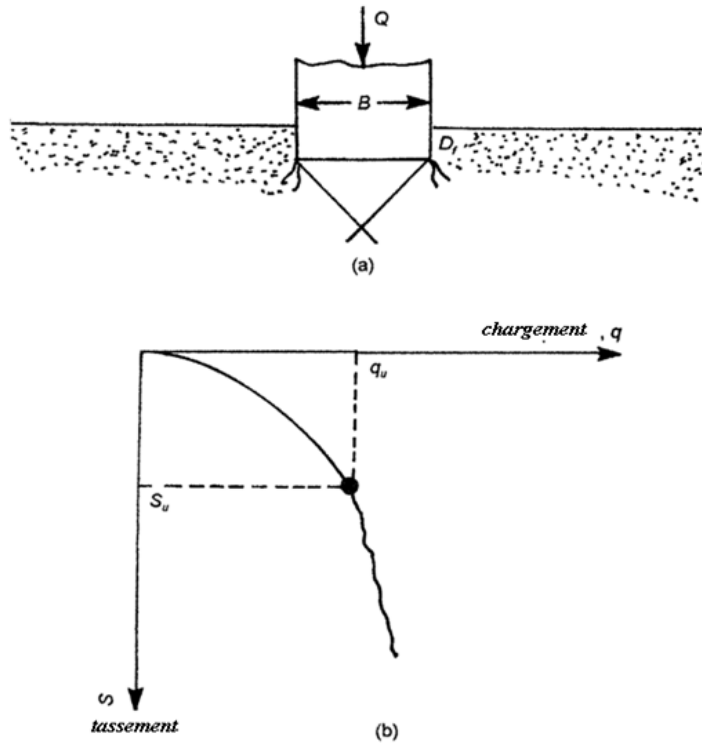


Figure I.6: rupture par poinçonnement

Il s'agit d'une rupture par poinçonnement. 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.). D'autres facteurs peuvent en outre influencer la nature de la rupture dans les sols sous une charge ultime tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'ancrage de la fondation D_f par rapport à sa largeur (B) et le rapport de la largeur sur la longueur (B/L) de la fondation. La figure (I.7) résume les observations de Vésic dans laquelle, représentent la densité relative du sable, et R, le rayon hydraulique de la fondation défini comme étant :

$$R = A / P$$

Où

A : la surface de la fondation

P : périmètre de la fondation

De la figure (I.7) on peut remarquer que, quand $D_f / R \geq 18$ se présente pour tous les cas quel que soit la densité relative ou la compaction du sable.

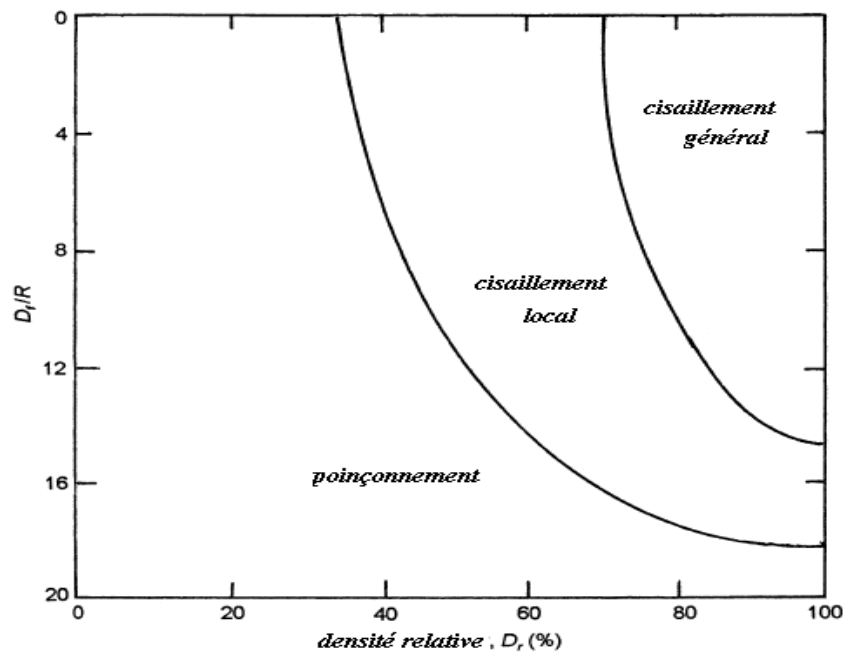


Figure I.7: nature de la rupture en fonction de la densité relative 78et 79

I.7 Philosophies de conception des fondations :

I.7.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité) :

Le facteur de sécurité ;Fs est de l'ordre de 2 à 3 ou plus, il est employé pour s'assurer que les charges des fondations sont, de manière significative, moins que la résistance au cisaillement du sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs. La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte de :

- les incertitudes vis-à-vis des conditions de chargement et des variations défavorables des charges,
- les incertitudes vis-à-vis de l'état du sol ainsi que ses paramètres, • les conséquences de rupture, incertitudes dans les méthodes d'analyse (mode rupture, etc.)

I.7.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité) :

La méthode d'état limite vise à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes les circonstances imaginables:

État Limite ultimeConcerné par l'effondrement et l'endommagement majeur.

État Limite d'utilitéConcerné par l'utilité et l'endommagement mineur.

Les exemples des états de limites incluent:

- Rupture par cisaillement
- Rupture par glissement
- Rupture par renversement
- Tassement ou soulèvement excessif
- Rupture de la structure de l'élément de fondation

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement et très rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible. Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une

gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ. Le tableau (I.1) fournit de telles valeurs, naturellement, celles-ci doivent être prises avec prudence.

Tableau (I.1) - Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation (d'après le BS 8004)

Catégorie	Types des roches et des sols	Capacité portante admissible en kN/m ²
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	> 600 kN/m ²
	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	< 200 à 600 kN/m ²

	Gravier lâche, ou sable et gravier lâches	< 200 kN/m ²
	Sable compact	> 300 kN/m ²
	Sable dense moyen	100 à 300 kN/m ²
	Sable lâche	< 100 kN/m ² dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold" très raides et argiles dures	300 à 600 kN/m ²
	Argiles raides	150 à 300 kN/m ²
	Argile ferme	75 à 150 kN/m ²
	Argiles et vases mous	< 75 kN/m ²
	Argile très molle	Non applicable
Tourbe		Non applicable
La terre faite		Non applicable

I.8. Notions Sur Les Geosynthétiques: [2]

I.8. 1.Introduction:

Les sols sont considérés comme instables à cause de leurs propriétés géotechniques, créant ainsi de multiples problèmes techniques et économiques. Pour y remédier à ces problèmes d'instabilité, la solution est d'augmenter leur performance tout en améliorant la stabilité mécanique. Ces produits sont employés dans les ouvrages géotechniques depuis plusieurs années, leurs domaines d'application sont très vastes, car ils peuvent être installés dans des ouvrages en terre pour construire des talus renforcés ou des ouvrages de soutènement ou à la base d'un remblai, et aussi sur des talus d'ouvrages hydrauliques ou d'installations de stockage de déchets. L'intérêt de ces produits est qu'ils apportent au sol une résistance extraction que le sol seul ne possède pas (ou très peu pour les sols cohérents) permettant ainsi d'augmenter la stabilité d'un ouvrage. De nombreux types de géo synthétiques de renforcement existent sur le marché, bien qu'ils soient de constitutions différentes, ils doivent tous présenter des caractéristiques nominales déterminées par des essais normalisés en laboratoire. (Laurent BRIANÇON, 2017). Avant toute chose, nous allons commencer ce premier chapitre par une présentation globale sur les géo synthétiques et leurs fonctions dans l'amélioration des sols

I.8. 2.Classification des géo synthétiques : [2]

Les géo synthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géo synthétiques sont présentées ci-dessous

I.8. 2.1. Les géotextiles : [2]

Sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Le géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosi

I.8. 2.2. Les gorilles : [2]

Sont des géo synthétiques ressemblant à des grilles ouvertes. La principale application des gorilles est le renforcement des sols

I.8. 2.3. Les géo filets : [2]

Sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz

I.8. 2.4. Les géo membranes : [2]

Sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur.

I.8. 2.5. Les géo composites : [2]

Sont des géo synthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géo synthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géo filet, géotextile-géo grille, géofilet-géomembrane ou un géo synthétique benthonique (GSB). Les drains géo composites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile

I.8. 3. Fonctions des géo synthétiques : [2]

Les géo synthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport. On distingue communément les fonctions principales suivantes pour une géo synthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, la géo synthétique peut remplir une double fonction.

I.8. 3.1. Séparation : [2]

La géo synthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et

l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes

I .8. 3.2. Filtration : [2]

La géo synthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.

I .8. 3.3. Drainage : [2]

Les géo synthétiques agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géo composites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré- chargés.

I .8. 3.4. Renforcement : [2]

La géo synthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et gorilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverti cales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géo synthétiques (habituellement des gorilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau

granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

I.9. Conclusion :

La fondation est la partie inférieure de la structure qui transmet au sol les charges qui résultent des actions appliquées à la structure qu'elle supporte. La fondation superficielle est donc, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Le mécanisme de rupture d'une fondation superficielle ainsi que la répartition des contraintes sous sa base sont fortement liés à la nature et caractéristiques du sol sur lequel elle est fondée. Pour que la fondation joue pleinement le rôle auquel elle est conçue, elle doit répondre aux deux critères suivants : D'une part, elle doit exercer sur le sol des contraintes qui doivent être compatibles avec la résistance de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante qui va être traité d'une façon détaillée dans le chapitre qui suivra. D'autre part, le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble afin d'empêcher l'apparition de fissures localisées qui cautionne l'utilisation adéquate de l'ouvrage.

CHAPITRE II :

Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols

II.I.1 Méthode d'analytique :

II.I.2. Introduction :

Ce chapitre présente les différentes méthodes développées au fur du temps pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle

II.I.3 Capacité portante

II.I.1. Méthode de Terzaghi [3]

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol c , à la masse volumique du sol et la surcharge q . Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante N pour donner la capacité totale (Terzaghi, 1943) [2]

$$P_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c \quad (\text{II-1})$$

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

La ligne de glissement à deux dimensions proposée par (Prandtl ,1921) [17], et montrée sur la Figure (II-1), est le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse Volumique possède les caractéristique C_r et (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide. Pour les fondations superficielles $< B$ (profondeur inférieure à la largeur de semelle), la surcharge est idéalisée comme une surcharge $q = d$, et ainsi est négligée toute résistance au cisaillement sur les plans EF et AE.

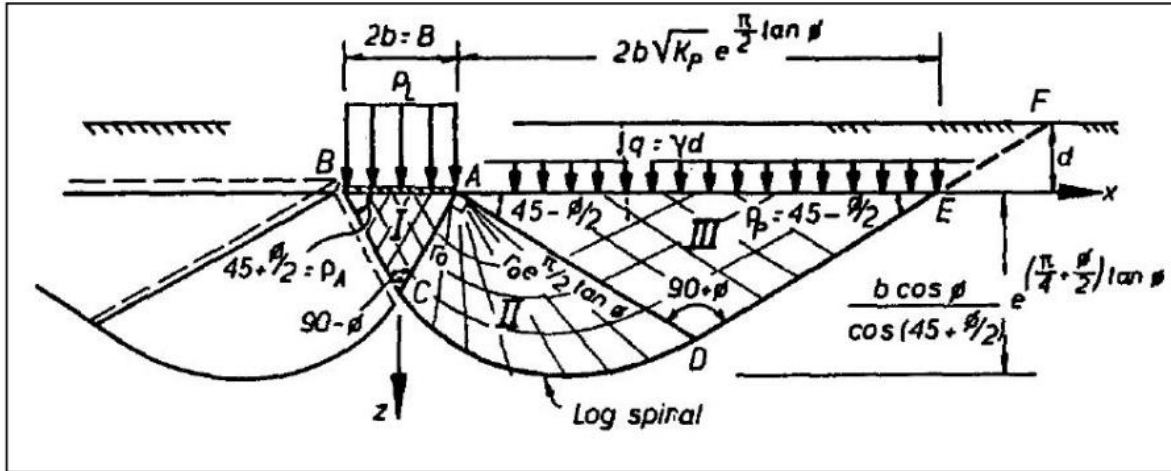


Figure-II-1 Ligne de glissement de Prandtl. , (Richards et al ,1993).[18]

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

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

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

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{II. 2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi \quad (\text{II. 3})$$

Lorsque la masse du sol sous la semelle est prise en compte pour déterminer N, La région II de Prandtl est perturbée. Une approximation faite à partir d'une autre solution numérique basée sur les travaux de Prandtl est donnée par (Vesic, 1973) [4]:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{II. 4})$$

Par le même principe, en considérant seulement la contribution de la masse du sol sous la semelle ($q = c = 0$), l'équilibre limite à l'effondrement donne :

$$F_A^\gamma = P_L^\gamma H K_A + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = F_p^\gamma \quad (\text{II. 8})$$

donc
$$P_L^\gamma = \frac{1}{2} \gamma B \tan \rho_A \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{II. 9})$$

et
$$N_q = \tan \rho_A \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{II. 10})$$

Finalement, il doit être noté que pour une cohésion $c = 0$, l'équilibre, en considérant le mécanisme de la Figure(II-1), donne une valeur de $N_c = 6,0$, qui est presque de la valeur standard 5,14 provenant de l'équation II-3.

En considérant les frottements dans l'écran AC, les coefficients de pression de la terre sont:

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{II. 11})$$

donc
$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{II. 12})$$

et les angles critiques de rupture ρ_A et ρ_p sont (Richards et Elms, 1987) :

$$\rho_A = \varphi + \arctan \left[\frac{\sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right] \quad (\text{II. 13})$$

$$\rho_p = -\varphi + \arctan \left[\frac{\sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right] \quad (\text{II. 14})$$

Les facteurs de capacité portante N_q et N peuvent maintenant être calculés pour des sols granulaires pour des valeurs de δ et φ variables, à partir des équations (II.13) et (II. 14). Les résultats du Tableau (II.1) montrent la comparaison avec les valeurs du système mécanique de Prandtl fait à partir des équations (II. 11) et (II.12).

Paramètres	$\varphi = 0$	$\varphi = 10$			$\varphi = 20$			$\varphi = 30$			$\varphi = 40$		
	$\delta = 0$	$\delta = 0$	$\delta = 5$	$\delta = 10$	$\delta = 0$	$\delta = 10$	$\delta = 20$	$\delta = 0$	$\delta = 15$	$\delta = 30$	$\delta = 0$	$\delta = 20$	$\delta = 40$
K_A	1	0,704	0,662	0,635	0,490	0,447	0,427	0,333	0,301	0,297	0,217	0,199	0,210
P_A (degrés)	45	50	45,2	41,8	55	51,1	48,1	60	56,9	54,3	65	62,6	60,4
K_p	1	1,42	1,569	1,73	2,040	2,635	3,525	3	4,978	10,09	4,60	11,77	92,59
P_p (degrés)	45	40,0	33,2	28,4	35,0	27,0	21,1	30	20,7	13,4	25,0	14,1	4,8
N_q (Prandtl)	1	2,47	2,47	2,47	6,40	6,40	6,40	18,40	18,40	18,40	64,20	64,20	64,20
N_q Coulomb	1	2,02	2,37	2,73	4,16	5,90	8,26	9	16,51	33,97	21,15	59,03	44,05
N_γ (Prandtl)	0	1,22	1,22	1,22	5,39	5,39	5,39	22,40	22,40	22,40	109,41	109,41	109,41
N_γ Coulomb	0	1,21	1,38	1,54	4,51	6,06	8,10	13,85	23,76	45,96	43,21	119,9	777,40

Tableau II.1 Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl et le mécanisme de Coulomb. (Richards et al, 1993). [18]

Pour un mécanisme cinématique correct de Coulomb, les régions doivent glisser les unes par rapport aux autres et on obtient alors $\delta = \varphi$. Cela va augmenter la capacité portante, mais tant que le mur fictif remplace les effets de la zone de transition cela devrait compenser le transfert de cisaillement et la configuration $\delta = \varphi / 2$ est être une approximation plus raisonnable. Comme montre le Tableau (II.1), une telle approximation donne une très bonne corrélation entre les deux mécanismes pour toutes les valeurs de φ .

II.I.1.1. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes :

Pour les sols homogènes, Terzaghi propose l'équation (II-15) pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (\text{II. 15})$$

Où c 'est la force de cohésion, N_i sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle γ , est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme et B la largeur de semelle

II.1.2. Method de Meyerhof : [4]

La portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par (Prandtl ,1921)[17] pour N_c , par (Reissner, 1924)[19] pour N_q et par (Meyerhof, 1961)[20] pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation:(Meyerhof ,1963)[5]

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \varphi) \end{cases} \quad (\text{II. 16})$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires décotés B et L , des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de (Skempton ,1951) [21] pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_q = s_\gamma &= 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \\ s_q = s_\gamma &= 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{aligned} \quad (\text{II. 17})$$

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

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L}\right) \varphi_t \quad (\text{II. 18})$$

S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (soulera) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de

La cohésion c et de l'angle de frottement interne :

-jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,

-jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées.

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (\text{II. 19})$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés}$$

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

$$B' = B - 2e$$

Semble trop sévère par comparaison avec les résultats dressais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen, 1955) [22]. Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentremments correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de (Schultze ,1952) [23] et de (Meyerhof ,1953) [24] ont défini des coefficients réducteurs égaux à

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad \text{(II. 20)}$$

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

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

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

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad \text{(II. 21)}$$

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

II.1.2.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale :

Dans des études plus anciennes, la combinaison de charge verticale et horizontale est traitée comme une charge inclinée. Il est remarqué que la capacité portante verticale diminue lorsque l'angle .

D'inclinaison $\alpha = \tan^{-1}(H/V)$ augmente. L'enveloppe de fissuration pour une semelle filante ou une semelle circulaire sur de l'argile est définie par (Meyerhof ,1963) [5] comme :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad \text{(II. 22)}$$

Cette équation ne fonctionne que pour des charges dont l'angle d'inclinaison α est inférieur à α_s [ÉquationII-23].

$$\alpha \leq \alpha_s = \tan^{-1} \left(\frac{H_0}{V} \right) \quad (\text{II. 23})$$

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

II.I.2.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes :

Pour les sols homogènes, Meyerhof propose les équations II-19 et II-20 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad \text{pour charges verticales} \quad (\text{II. 24})$$

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{pour charges inclinées} \quad (\text{II. 25})$$

Où c'est la force de cohésion, Niston les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle, est la masse volumique du sol de surcharge, s est le

Facteur de forme, d le facteur de profondeur, i le facteur d'inclinaison

II.I.3. Méthode de Brinch Hansen : [5]

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès, (Brinch Hansen ,1970)[6]résume ses recommandations pour le calcul de la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi [équation (8)]

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan(\varphi) \end{cases} \quad (\text{II. 26})$$

Dont le dernier est une borne inférieure calculée par (Lundgren et Mortensen ,1953) [25]. En 1961, Brinch Hansen proposait une expression différente :

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (\text{II. 27})$$

Intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de (Meyerhof ,1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. (Brinch Hansen ,1961) [26] indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible. (Mandel et Salençon ,1969) [27]

parlent de schéma d'écoulement à propos du même schéma de calcul mais ne disent pas s'ils calculent des bornes supérieures ou inférieures. (Mandel et Salençon ,1972) [28] parlent pour leur part de « la solution correcte » donnée par Lundgren et Mortensen pour le calcul de N_y , ce qui n'est pas plus précis. L'addition des trois termes N_c , N_q et N_y , qui ne correspondent pas au même mécanisme de rupture, conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20%, d'après (Lundgren et Mortensen ,1953) [25].

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

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastrée dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_{\max} = \frac{N}{A} + 0,5 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (\text{II. 28})$$

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

Pour une fondation sur sol cohérent (où $\varphi = 0$, donc $N_y = 0$), Brinch Hansen indique qu'il vaut mieux écrire l'expression (29) sous la forme additive

$$q_{\max} = \frac{N}{A} = (\pi + 2) c_u [1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a] \quad \text{II - 29}$$

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

$$\begin{cases} i_c^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A c_u}} \\ i_q = \left[1 - \frac{0,5H}{N + A c \cot \varphi} \right]^5 \\ i_{\gamma} = \left[1 - \frac{0,7H}{N + A c \cot \varphi} \right]^5 \end{cases} \quad (\text{II - 30})$$

Brinch Hansen donnait l'expression de i_c :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi} \quad (\text{II - 31})$$

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

pour expression :

$$\begin{cases} b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi+2} \text{ ou } \frac{\alpha}{147} \text{ (degrés) (solution exacte)} \\ b_q = \exp(-2\alpha \tan \varphi) \text{ (solution exacte)} \\ b_\gamma = \exp(-2,7\alpha \tan \varphi) \text{ (expression empirique)} \end{cases} \quad (\text{II - 32})$$

L'expression de b_c n'est pas donnée En cas d'inclinaison de la base de la fondation, le coefficient b_γ est modifié pour assurer la continuité des solutions

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0,7-0,450)}{N+Ac \cot \varphi} \right]^5 \quad (\text{II - 33})$$

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

$$\text{pour } \left. \begin{array}{l} g_q = [1 - 0,5 \tan \beta]^5 \\ g_\gamma = g_q \\ \beta < \varphi \text{ et } \alpha + \beta \leq 90 \text{ degrés} \end{array} \right\} \quad (\text{II - 34})$$

L'expression de g_c n'est pas donnée. Les coefficients adoptés par Brinch Hansen pour décrire l'effet de la forme de la fondation sont, pour les fondations rectangulaires ($B < L$) et carrées (côté B) sous charge verticale :

$$s_c^a = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (\text{II - 35})$$

Et, pour les charges inclinées (dans le sens de B ou dans le sens de L) :

$$\begin{cases} s_{cB}^a = 0,2 i_{cB}^a \frac{B}{L} \\ s_{cL}^a = 0,2 i_{cL}^a \frac{L}{B} \end{cases} \begin{cases} s_{qB} = 1 + i_{qB} \frac{B}{L} \sin \varphi \\ s_{qL} = 1 + i_{qL} \frac{L}{B} \sin \varphi \end{cases} \begin{cases} s_{\gamma B} = 1 - 0,4 \frac{B i_{\gamma B}}{L i_{\gamma L}} \\ s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \frac{L i_{\gamma B}}{B i_{\gamma L}} \end{cases} \quad (\text{II - 36})$$

Expressions dans lesquelles on utilise l'expression en B (première ligne) ou en L (seconde ligne) selon le sens de l'inclinaison de la charge. Pour $s_{\gamma B}$ ou $s_{\gamma L}$, Brinch Hansen indique qu'il faut prendre la valeur supérieure à 0,6. Enfin, pour l'effet de la profondeur, Brinch Hansen suggère les formules approchées suivantes :

$$d_{\gamma} = 1 \quad d_c^a = 0,4 \frac{D}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad \text{pour } D \leq B \quad (\text{II-37})$$

Et

$$d_{\gamma} = 1 \quad d_c^a = 0,4 \arctan \frac{D}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \frac{D}{B} \\ \text{pour } D \geq B \quad (\text{II-38})$$

Notons que l'angle de frottement interne à utiliser pour les problèmes de déformations planes est l'angle φ_p , déduit de l'angle de frottement interne φ_t déterminé à l'appareil triaxial par la formule:

$$\varphi_p = 1,1 \varphi_t \quad (\text{II-39})$$

II.I.3.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale :

Pour calculer la Capacité portante pour une charge verticale et horizontale, le concept de Meyerhof (1956) [29] sur un facteur empirique d'inclinaison a été retenu par Brinch Hansen et Vesic. Pour une charge inclinée, centrée sur une semelle filante, Hansen propose l'équation 2-21:

$$\frac{V}{V_0} = 1 - 0,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{H_0}} \right), \quad H \leq H_0 = A s_u \quad (\text{II-40})$$

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

Bolton et Hansen pensent que la transition a lieu pour une faible charge verticale, $V = V_0/2$. On a l'expression suivante pour la charge horizontale maximale :

$$H_0 = A s_u = \left(\frac{1}{\pi+2} \right) V_0 \quad (\text{II-41})$$

Sans simplification l'équation proposée par Hansen est :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi+1 + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{H_0}\right)^2} - \arcsin\left(\frac{H}{H_0}\right)}{\pi+2} \quad (\text{II-42})$$

II.I 3.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes :

Pour les sols homogènes, Brinch Hansen propose les équations II-31 et II-32 pour l'évaluation

de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-43})$$

$$q_{ult} = 5,14s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) + q \quad (\text{En conditions non drainées}) \quad (\text{II-44})$$

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

II.1.4. Méthode de Vesic : [6]

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi. Il donne les références des états des connaissances publiés pendant la même période : . Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de (Prandtl , 1921)[17] et (Reissner ,1924) [19] ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de (Caquot et Kérisel ,1953) [32] peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle

$15 < \varphi < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(+1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-45})$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi = 30$ à 40 degrés) mais exacte pour $\varphi = 0$ degré. L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées. La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse. Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (II.43) Vesic donne les expressions suivantes :

- coefficients de forme

$$s_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (\text{II-46})$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

- coefficients de profondeur (pour D/ B , d'après (Brinch Hansen, 1970) [6].

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \\ d_\gamma = 1 \end{cases} \quad (\text{II-47})$$

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

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

Cette diminution provient principalement du terme N_γ . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

II.I 4.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale :

Pour calculer la capacité portante pour une charge verticale et horizontale, la formule de (Vesic,1973) pour les semelles filantes prend la forme donnée en équation (II-48) :

$$\frac{V}{V_0} = 1 - \frac{2H}{(\pi+2)H_0}, H \leq H_0 = A s_u \quad (\text{II-48})$$

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

II.I 4.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment :

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

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{2H}{(\pi+2)A's_u}\right) \frac{A'}{A}, \quad H \leq A's_u \quad (\text{II-49})$$

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

II.I 4.3. Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes :

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

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-50})$$

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

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

ϕ (°)	Terzaghi			Hansen .Meyerhoff et Vesic		Hansen (1970)	Meyerhoff (1963)	Vesic (1975)
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_γ	N_γ
0	5.7	1.0	0.0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0
5	7.3	1.605	6.49	1.6	0.1	0.1	0.1	0.4
10	9.6	2.7	1.2	8.34	2.5	0.1	0.1	0.4
15	12.9	4.4	2.5	11.0	3.9	1.2	1.1	2.6
20	17.7	7.4	5.0	14.8	6.4	2.9	2.9	5.4
25	25.1	12.7	9.7	20.1	10.7	6.8	6.8	12.5
30	37.2	22.5	19.7	30.1	18.4	15.1	15.7	22.4
35	57.8	41.4	42.4	46.4	33.5	34.4	37.6	48.1
40	95.7	81.3	100	75.3	64.1	79.4	93.6	109.3
45	172.0	173.0	298	134	135	201	262.3	271.3

Tableau (II-2) Facteurs de capacité portante, Chowdhury et Dasgupta (2009) [34]

II. II. Méthodes numériques utilisées dans la modélisation des structures en terre : [7]

II. II.1. Introduction :

L'évolution des outils de calcul des ouvrages est probablement l'événement majeur du génie civil de la fin du 20^{ème} siècle. Elle ouvre des perspectives infinies dans la mesure où la puissance

des ordinateurs continue de croître dont l'emploi des éléments finis en génie civil offre à l'ingénierie un outil sans équivalent pour que l'analyse numérique des problèmes de génie civil se généralise dans les meilleures conditions dans le monde des projeteurs et ingénieurs d'études. Contrairement aux méthodes classiques qui utilisaient des configurations géométriques assez simples pour lesquelles on pouvait obtenir des solutions analytiques limitées aux analyses élastiques et plastiques, la méthode des éléments finis fait disparaître les limitations d'ordre géométrique et permet de représenter plus finement les ouvrages réels. Elle permet aussi de compliquer les lois de comportement des matériaux naturels ou industriels de génie civil. La modélisation des ouvrages de génie civil n'est pas réductible à la connaissance de données liées aux seuls aspects structuraux et rhéologiques des constructions. Il faut établir un modèle d'ouvrages à partir de composantes corrélées (qui peuvent être simplificatrices) de structure et de matière. Il faut mettre en œuvre l'interaction structure-matière qui crée la spécificité de l'ouvrage: caractériser un schéma mécanique, choisir des lois de comportement ou de fonctionnement, spécifier des conditions, construire un modèle discret, adopter des techniques de résolution, valider une démarche

II. II.2. Modélisation des fondations superficielles :

Bien que les méthodes de calcul traditionnelles, notamment la méthode pressiométrique, sont bien adaptées au dimensionnement des fondations courantes, il n'est pas usuel de les généraliser aux ouvrages importants tels une centrale nucléaire, réservoir de grande capacité, un bâtiment, une plateforme marine ou bien encore des bâtiments complexes, dont le calcul par les éléments finis s'impose. Pour ces ouvrages, l'étude de la déformabilité du massif de sol et l'analyse des tassements différentiels doivent être considérées, notamment lorsque le massif est hétérogène ou que les charges appliquées sont complexes. Lorsque les problèmes d'interaction interviennent entre le sol et les structures ou lorsqu'une fondation doit être construite à proximité d'un ouvrage préexistant, une modélisation par éléments finis peut apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage, sur les champs des déplacements et des contraintes et ainsi compléter une étude géotechnique classique. Ces études sont rendues possibles parce que, contrairement aux méthodes de dimensionnement classiques, la méthode des éléments finis permet de tenir compte de l'état des contraintes en place, des propriétés de l'interface, de la géométrie parfois complexe et de chargement quelconque. Ainsi les modélisations de fondations

superficielles peuvent être divisées en trois catégories :

Les modélisations en déformations planes (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)

-les modélisations en symétrie de révolution ou axisymétriques (fondations circulaires, réservoirs cylindriques, etc.)

-les modélisations tridimensionnelles lorsqu'aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-plates-formes pétrolière pétrolières, fondations de centrale nucléaire, interaction tridimensionnelle avec d'autres ouvrages, etc.)

Selon le problème posé et l'étude choisie, il est possible en théorie de modéliser un problème de fondation de trois manières différentes en considérant : soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur étudie l'effet de la réaction du sol sur la fondation et éventuellement sur les structures. La réaction du sol est représentée par des ressorts linéaires ou non linéaires, dont le comportement est caractérisé par une proportionnalité entre le déplacement vertical et la contrainte verticale. Le coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction ou coefficient de raideur (N/m³). Si ce coefficient est constant, la réaction du sol est linéaire. D'une manière générale, cette approche est critiquable, car elle ne considère qu'une interaction unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de l'interface sol-fondation.

II. II.3. Modélisation du sol et de la fondation sans les structures : [10] [11]

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur s'intéresse essentiellement aux déplacements verticaux et aux tassements différentiels à la surface du massif de sol. Une telle modélisation nécessite la connaissance des conditions de transmission des charges dues aux structures vers la fondation. Plusieurs cas peuvent être envisagés.

II. II.4. Cas d'une fondation à la géométrie complexe :

Si la géométrie de la fondation est complexe, il est nécessaire de la représenter par des éléments finis de massif seuls ou par un assemblage de coques et de poutres composés avec des éléments de

massif, auxquels sont affectés des propriétés mécaniques bien supérieures au sol. Des éléments d'interfaces peuvent également être pris en compte. L'exemple typique est une fondation tridimensionnelle ou une fondation ancrée dans le sol. La fondation a alors une rigidité finie ; elle n'est ni parfaitement rigide ni parfaitement souple. Les charges appliquées sont ainsi distribuées à l'interface sol-fondation par la loi de comportement du matériau (béton, bois, métal). Parfois la technique de construction elle-même est modélisée en plusieurs étapes

II. II.5. Cas d'une fondation rigide :

Si la fondation est supposée rigide (indéformable) à base plane et de forme simple (carré, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical imposée aux nœuds situés à l'interface. De plus cette interface peut être représentée par une plage de rugosité allant du parfaitement rugueux au parfaitement lisse.

La pression mobilisée par un déplacement vertical imposé est alors obtenue par une moyenne sur les contraintes verticales de la première rangée des points d'intégration situés sous les nœuds de l'interface. Pour une semelle filante rigide, le début de la plasticité est localisé sous la fondation et aux bords de la fondation ; ensuite, celle-ci s'étend en profondeur plus que sur les côtés.

II. II.6. Cas d'une fondation souple :

Si la fondation est supposée souple (très déformable) elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers

la profondeur. Toutefois, d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a

relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe charge-tassement et les valeurs de la charge limite sont proches. En revanche, la distribution des pressions de contact entre la fondation et le sol est très différente.

II. II.7. Modélisation du sol, de la fondation, et des structures :

Le véritable calcul d'interaction sol-structure réside dans la modélisation de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures, et de leur influence mutuelle par l'intermédiaire de véritables éléments d'interface entre divers matériaux. Il peut s'agir de cas très complexes

pour lesquels la raideur de la structure est importante ou pour lesquels les simplifications ne sont plus évidentes. L'interaction entre le sol, la fondation et les structures recouvre les modes suivants:

- interactions avec le sol environnant
- effet des mouvements du sol sur le comportement des structures
- effet du renforcement de la fondation ou massif de sol

II. II.8. Influence de l'état initial des contraintes :

Un autre facteur important pour la modélisation reste souvent inconnu : il s'agit de l'état de contraintes initiales qui règne dans le sol avant la réalisation de la fondation. Cet état initial est important car il conditionne, comme les paramètres mécaniques, la réponse en déplacements du modèle d'éléments finis.

Pour mener une étude satisfaisante, il faut connaître l'état de contraintes dans le sol une fois la fondation construite et avant l'application des charges dues la structure. Cet état peut être approché en simulant la construction (calcul par phase) mais le plus souvent, et notamment dans le cas des fondations superficielles peu encastrées, il est raisonnable de supposer que le sol a été peu perturbé par la construction, que l'état de contraintes dans le massif est toujours celui du sol au repos et que ce dernier possède encore des caractéristiques intactes (moyennant certaines précautions prises dans la méthode de construction).

II. II.9. Conseils pour la réalisation des maillages de fondations superficielles :

L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite la réalisation d'un maillage et la prise en compte de conditions aux limites du domaine étudié. En particulier, des prises en compte de conditions concernant des déplacements ou des contraintes sont imposées aux frontières du maillage. Celles-ci peuvent se trouver à une distance « finie » (cas d'une liaison rigide, d'un substratum rigide ou d'un obstacle quelconque empêchant un déplacement) ou « infinie » (déplacement nul à l'infini, état de contraintes imposé).

Dans le cas d'une fondation superficielle isolée placée dans un massif de sol homogène semi-infini, les frontières latérales et inférieures du modèle peuvent être représentées par des éléments finis ou des éléments infinis. Si des éléments finissant utilisés, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle, l'expérience montre qu'il convient de fixer :

-les limites latérales du maillage (condition=0) à environ 10 fois la largeur de la fondation ;

-la limite horizontale inférieure (condition=0 ou $v=0$) à au moins 6 fois la valeur de B sous la base de la fondation.

Un maillage grossier conduit généralement à une réponse charge-tassement trop raide et à une charge de rupture limite trop élevée par rapport à la solution exacte ou par rapport au résultat fournis par un maillage raffiné. De façon plus quantitative, les recommandations suivantes peuvent être précisées :

-le maillage du massif de sol doit être resserré dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, dans les zones situées à une distance inférieure à $2B$ autour de la base de la fondation ;

-le rapport de forme (rapport de la plus petite dimension d'un élément fini à la plus grande) des éléments proches d'une fondation superficielle devrait être limité à 1/5.

-La largeur B' (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que $B' = 0.1B$, pour décrire de manière satisfaisante les variations du cisaillement aux bords de la fondation ;

-Lorsque la stratigraphie du sol, la géométrie de la fondation et celle de la structure, les charges et les diverses conditions de liaison possèdent des symétries remarquables, il faut en profiter pour simplifier le maillage ;

-L'étude pour des charges inclinées exige un maillage complet par rapport aux charges verticales, car une charge inclinée ne présente aucune symétrie particulière. De plus, l'inclinaison entraîne l'apparition de zones en traction dans le sol, d'où la nécessité de prendre en compte des éléments d'interface. La base de la fondation peut alors redécoller du massif de sol sur une certaine longueur

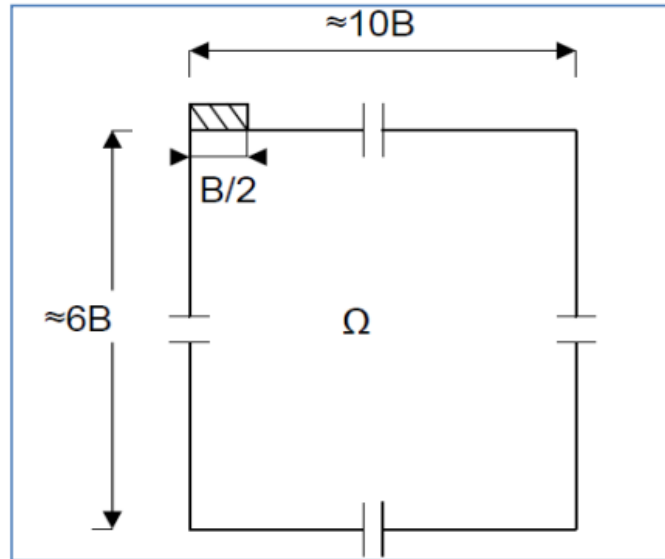


Figure II. II.1: dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle

II. II.10. Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles :

Dans le cas de chargement monotone, de très nombreuses comparaisons ont été menées entre les résultats numériques et les mesures sur ouvrage. Elles permettent de constater aujourd'hui que les lois usuelles de comportement des sols (élastoplasticité parfaite) conduisent à des résultats satisfaisants sous réserve que les autres aspects de la modélisation soient correctement pris en compte (notamment, l'interaction entre le sol et la fondation) et que les paramètres de comportement sont bien estimés.

Dans le cas des chargements cycliques et dynamiques, les études sont moins nombreuses et restent encore délicates à réaliser en raison de la complexité des lois de comportement des sols lorsque les sollicitations ne sont plus monotones.

II. II.11. Solutions numériques existantes : [8]

II. II.11.1.1Frydman et Burd (1997) :

Ils ont étudié l'influence de l'angle de dilatance sur le facteur de capacité portante $N\gamma$, pour le cas simple, celui d'une semelle filante. Les études sont faites sur deux types de fondations ; une fondation lisse et une fondation rugueuse, en employant des algorithmes viscoplastiques ou

élastoplastiques. Deux techniques de simulation numérique ont été employées, à savoir : la technique des éléments finis (le code OXFEM) et la technique des différences finis (le code FLAC). Cette étude indique clairement la réduction de la capacité portante avec le décroissement de la valeur de l'angle ψ , mais cette étude a mis en évidence quelques difficultés pour l'analyse numérique surtout dans le cas d'une fondation rugueuse, et ces difficultés Augmentent en augmentant l'angle de frottement ϕ .

II. II. 11.2 Hans.L.Erickson ET Andrew Drescher (2001) :

Ils ont étudié l'influence de la non associativité et de la rugosité de la fondation sur les coefficients de capacité portante \dot{N}_γ et \dot{N}_c , pour une fondation superficielle de forme circulaire, en utilisant le logiciel (FLAC). Ces études sont faites en considérant deux types de fondations : parfaitement lisse et parfaitement rugueuse et trois valeurs de l'angle de dilatance: $\psi=0$, $\psi=\phi/2$ et $\psi=\phi$. Les tableaux 2.19 et 2.20 présentent la variation des coefficients \dot{N}_γ et \dot{N}_c en fonction de la rugosité de fondation et l'angle de dilatance ψ d'après Erikson et Andrew D'escher (2001) :

Ils ont conclu que ces facteurs dépendent énormément de l'angle de dilatance et de la rugosité de la base de fondation. Cette dépendance est significative pour les valeurs élevées de l'angle de frottement par exemple pour $\phi=45^\circ$;

- \dot{N}_γ obtenu pour $\psi=\phi$ est d'une valeur de 50% plus élevée que \dot{N}_γ calculé pour $\psi=0$ - \dot{N}_c obtenu pour $\psi=\phi$ est d'une valeur de 80% plus élevée que \dot{N}_γ calculé pour $\psi=0$

- Pour $\psi=\phi$, \dot{N}_γ obtenu pour une fondation rugueuse est 145% plus élevé que \dot{N}_γ calculé pour une fondation lisse.

Φ		$\Psi=\phi$	$\Psi=\phi/2$	$\Psi=0$
20°	L	1.7	1.6	1.5
	R	2.8	2.7	2.5
35°	L	21	20	17
	R	45	42	33
40°	L	58	52	43
	R	130	113	73
45°	L	186	156	124
	R	456	387	198

Tableau II. II.1 Facteurs de capacité portante N_{γ} pour une fondation circulaire.

Φ		$\Psi=\phi$	$\Psi=\phi/2$	$\Psi=0$
20°	L	19.5	19.3	19.0
	R	22.3	22	21.6
35°	L	84	81	77
	R	108	103	88
40°	L	161	153	122
	R	186	165	135
45°	L	320	283	178
	R	380	308	200

Tableau II. II.2 facteurs de capacité portante NC' pour une fondation circulaire

II. II.11.3 R. S. Merifield, S. W. Sloan ET H. S. Yu (1998):

Ils ont utilisé des formulations numériques de l'analyse limite pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante rigide, reposant sur une bicouche argileuse purement cohérent. Des solutions rigoureuses concernant la résistance ultime sont obtenues en employant la méthode des éléments finis en conjonction avec les théorèmes de l'analyse limite avec détermination des bornes

supérieure et inférieure. Les deux méthodes supposent un modèle de comportement du sol parfaitement plastique (critère de Tresca).

- La solution de la borne inférieure est déterminée en simulant un champ de contraintes statiquement admissible sans violer le critère de rupture, cette approche est effectuée dans le sens de la sécurité et conduit à estimer des bornes inférieures de la charge limite.

- La solution de la borne supérieure est déterminée en simulant un champ de vitesses cinématiquement admissible qui consiste à imaginer des mécanismes de rupture et à écrire que l'instabilité se traduit par une puissance des efforts extérieurs supérieure ou égale à la puissance résistante maximale correspondante.

Dans cette analyse il est plus utile d'écrire l'équation de la capacité portante sous la forme :

$N_c' = q_u / C_u1$; où N_c' est fonction des rapports H/B et C_u1/C_u2 .

II. II.11.4J.S. Shiau, A.V. Lyamin, et S.W. Sloan (2003) :

Ils ont utilisé des formulations d'éléments finis des théorèmes d'analyse limite pour obtenir des solutions rigoureuses en plasticité concernant la capacité portante d'une couche de sable compacté surmontant une couche d'argile molle (cas souvent rencontré danses problèmes de fondations). Ils se sont basés sur les travaux de Meri Field et al. (1999) qui a considéré le problème classique de la capacité portante de deux couches d'argile, pour utiliser les méthodes limites pour intercaler et limiter la solution réelle entre la limite supérieure et la limite inférieure. Les techniques elles même n'ont été développées que récemment et sont discutées en détail par Lyamin et Sloan. Les procédures remplacent les précédentes formulations proposées par Sloan (1988, 1989) et Sloan et Kleeman qui malgré le fait qu'elles donnent des résultats satisfaisants dans un large domaine d'applications pratiques, sont néanmoins moins efficaces.

Si on considère uniquement la capacité portante de la couche de sable, elle dépendra de ϕ' , γ , t , q , avec d'autres facteurs possibles tels que l'angle de dilatance ψ' et la rugosité de la semelle. La théorie classique par analyse limite suppose une règle d'écoulement associée, avec des déformations plastiques normales à la surface de chargeait l'angle de dilatance est pris égal à l'angle de frottement. En prenant en considération la présence de la couche d'argile et en supposant un écoulement associé avec une semelle parfaitement rigide, la capacité portante ultime du problème de fondation sur deux couches peut être exprimée sous une forme sans dimension :

$P/\gamma B = f(H/B, C_u/\gamma B, q/\gamma B, \varphi')$ P: pression limite moyenne.

II. III. Méthode expérimental :

II. III.0. Introduction :

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le plessimètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

II. III.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique [12] [13] [14] :

II. III.2. Fondations superficielle :

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

$$q_t = q_0 + k_p (p_i - p_0) = q_0 + k_{pp} p_i$$

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

q_0 : la contrainte verticale totale ; $q_0 = \gamma \cdot D$;

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

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

II. III.3. Pression limite nette équivalente «Pie*» au plessimètre Ménard et résistance de pointe :

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à 1,5 B au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette $P_i^* = P_i - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente P_{le}^* la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la Figure 2

$$P_{le}^* = P_l^* \left(D + \frac{2}{3} \cdot B \right) \quad (2)$$

Pour le calcul de la pression limite P_l d'après le tableau des catégories de sols suivantes, (Tableau 2).

Classe de sol		Pressiomètre P_1 (MPa)
Argile, limon	A- Argiles et limons.....	< 0,7
	B- Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0
	C- Argiles très ferme à dures.....	>2,5
Sables, graves	A- Lâches.....	< 0,5
	B- Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0
	C- Compacts.....	>2,5
Craies	A- Molles.....	< 0,7
	B- Altérées.....	1,0 à 2,5
	C- Compacts.....	>23,0
marnes	A- Tendres.....	1,5 à 4,0
	B- Compacts.....	>4,5
Roches (1)	A- Altérées.....	2,5 à 4,0
	B- Fragmentées.....	>4,5

Tableau II. III.1. Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins «1,5B» au-dessous de la base de la

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \dots \dots \dots P_{ln}^*}$$

Fondation, on retient «pie*» pour la moyenne géométrique (voir figure2.):

p_{i1}^* , p_{i2}^* ,... et p_i^* instant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

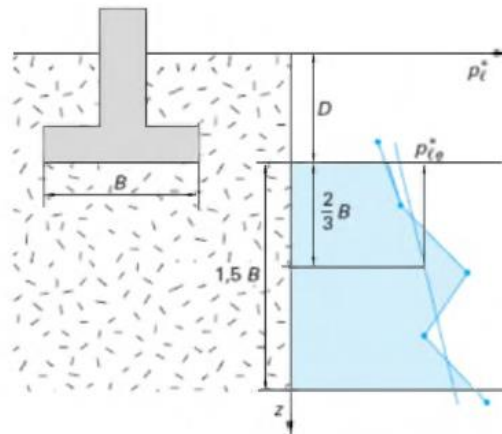


Figure II. III.1 Définition de la pression limite nette équivalente p_{ie}

Et de la résistance de pointe équivalente

II. III 3.1 Hauteur d’encastrement équivalente « D_e » :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur (Figure 2.) :

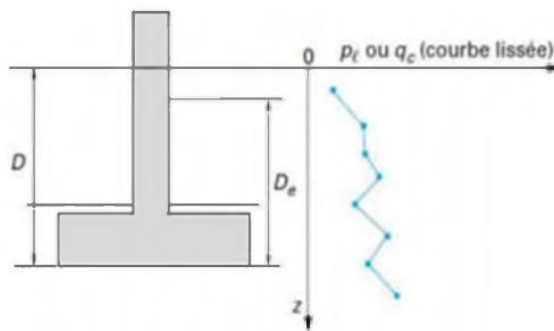


Figure II. III.2. Définition de l’encastrement équivalent d’une fondation superficielle

$$D_e = \frac{1}{P_{ie}^*} \int_0^D P_i^*(Z).dZ$$

La hauteur d'encastrement équivalente « D_e » est définie par : P_{ie}^* étant la pression limite nette

II. III 3.2 Profondeur critique :

En fonction du rapport D_e/B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993) pour déterminer le type de fondation :

- $D_e/B < 1,5$: il s'agit de fondations superficielles : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.
- $D_e/B > 5$: il s'agit de fondations profondes dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.
- $1,5 < D_e/B < 5$: il s'agit de fondations semi-profondes ou sous critiques. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations

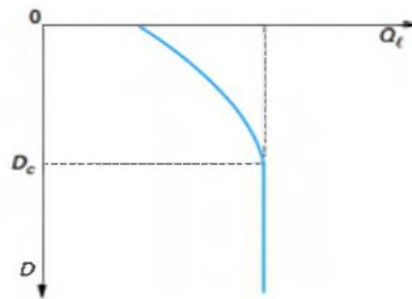


Figure II. III.3. Variation de la capacité portante « Q_i »

En fonction de la profondeur D dans un sol homogène

II. III 3.3. Charge vertical centrée :

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$Q_i = q_0 + K_p \cdot P_{ie}^*$$

Q_i contrainte de rupture,

q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

pie*pression limite nette équivalente,

kp facteur de portance pressiométrique.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance «kp» sont données par le tableau 2. et par les figures 2. Et 2. :

Type de sol	Expression de Kp	K _{max} (semelle carrée)	K _{max} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[1 + 0,25(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[1 + 0,8(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_f}{B} \right]$	1,68	1,41

Tableau II. III.2. Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

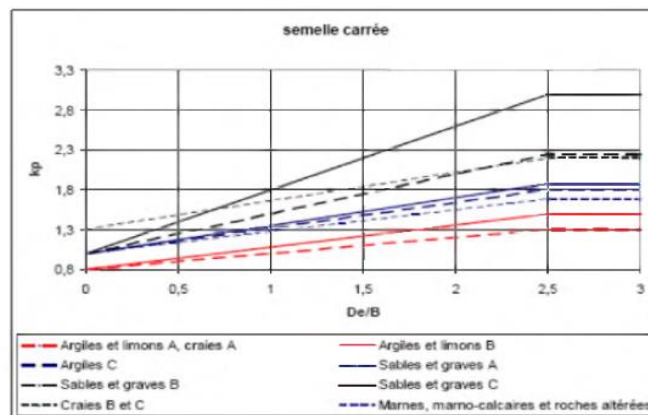


Figure II. III.4. Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

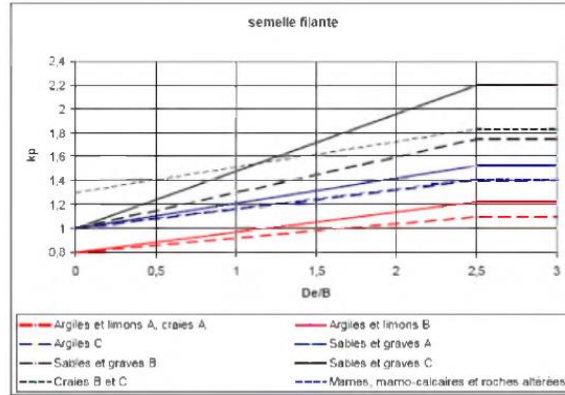


Figure II. III.5. Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes

II. III.3 Essai de la plaque [15] :

L'essai de la plaque est un essai sur le terrain, qui est effectué pour déterminer la capacité portante ultime du sol et le tassement probable sous une charge donnée. Ce test est très populaire pour la sélection et la conception des fondations superficielles. Pour effectuer ce test, la plaque est placée à la profondeur souhaitée, puis la charge est appliquée progressivement et le tassement pour chaque incrément de charge est enregistré. À un moment donné, un tassement se produit rapidement, la charge totale jusqu'à ce point est calculée et divisée par la superficie de la plaque pour déterminer la capacité portante ultime du sol à cette profondeur. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité (typiquement 2,5 ~ 3) pour déterminer la capacité portante de sécurité.

II. III.3.1 Calcul de la capacité portante :

Après la collecte des données de terrain, la courbe de répartition des charges est dessinée. C'est un graphique logarithmique où la charge appliquée est tracée sur l'axe X et le tassement sur l'axe Y. A partir du graphique, on obtient la charge ultime pour la plaque qui est la charge correspondante pour le tassement d'un cinquième de la largeur de la plaque

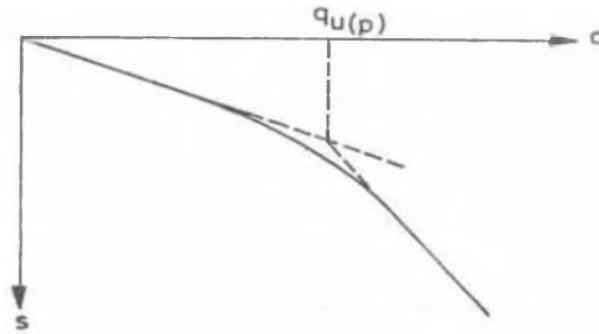


Figure II. III.6. Graph chargement-tassement

Lorsque les points sont tracés sur le graphique, la courbe est cassée en un point. La charge correspondante à ce point de rupture est considérée comme la charge ultime sur la plaque. La capacité de charge finale peut être calculée à partir de la charge finale de la plaque. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité approprié pour déterminer la capacité portante du sol à partir des fondations. La formule générale pour le calcul de la capacité portante avec cet essai de la plaque : Pour le sol argileux : Capacité portante ultime = Charge ultime pour la plaque. Pour le sol sablonneux : Capacité portante ultime = [Charge maximale pour la plaque x Largeur de la plaque] / diamètre de la plaque Capacité portante admissible = capacité portante ultime / facteur de sécurité Typiquement, pour le facteur de sécurité varie de 2 à 3

II. III.3.2 Calcul du tassement des fondations superficielles [16] :

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté S ou encore S_t . Le tassement total ou global S peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent, $S_t = S_i + S_c + S_s$

S_i : tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.

S_c : tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.

S_s : tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la suppression interstitielle

II. III.4. Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique » [17] :

On considère le tassement final, le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide. On découpe le sol en n couches de hauteur h_i figure 2.21. Les essais œdométriques font sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Pour chaque échantillon se détermine les indices de gonflement et de compression et c_c et c_g ainsi que la pression de pré consolidation σ'_p . On calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux σ'_{v0} et la variation de contrainte due aux travaux réalisés $\Delta\sigma'_z$

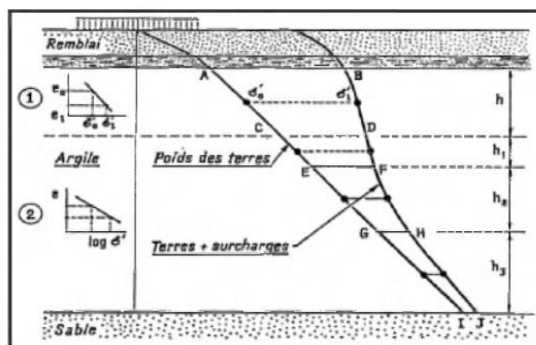


Figure II. III.7. Calcul de tassement par l'essai œdométrique.

On suppose que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée. On calcule dans le tassement si de chacune des n couchent à l'aide les relations suivantes Lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$: le sol est dit normalement consolidé. Le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$: le sol est dit sur — consolidé. Pour $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' > \sigma'_p$ le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 + \frac{c_g}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + H_0 + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$$

Pour $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p$ le tassement est donné par la relation :

$$s = H_0 + \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Lorsque $\sigma_{v0} > \sigma_p$ le sol est dit sous consolidé. Le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Avec :

e_0 : indice des vides initial

c_c : indice de compression

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} s_i$$

II. III.4.1 Calcul par la méthode pressiométrique [9] :

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V. Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais. Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$S = S_c + S_d$$

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot B_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot B_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha$$

Avec :

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_{v0} : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

X_c et X_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 2.14 ;

a : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 2.15 ;

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0 = 0.60\text{m}$: dimension de référence ;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique

L/B	Cercle	Carrée	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau II. III.3. Coefficients de forme

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable Gravier	
	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a
Sur consolidé très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ; normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré remanié ou lâche		7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		

Tableau II. III.4. Coefficient rhéologique α

II. III.4.2 Calcul par la méthode pénétrométrique [18] :

On peut calculer le tassement avec la méthode pénétrométrique S_c de consolidation unidimensionnelle d'une tranche du sol, épaisse de H_0 et soumise à une contrainte effective finale σ_v' à partir de l'essai CPT

$$s_c = 0.6 \frac{H_0}{\frac{q_c}{\sigma_{v0}'}}$$

q_c/σ_{v0}' : est la résistance pénétrométrique statique normalisée (ouqd la résistance pénétrométrique dynamique pour le DPT) , et $F(\sigma_v')$ est adoptée fonction de répartition de contraintes verticales, donnée par :

$$F(\sigma_v') = \frac{\frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_{v0}'}}{1 + d \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_{v0}'}}$$

La figure 2.23 illustre la variation de la fonction F et sert en pratique comme un abaque pour l'évaluation graphique de F en fonction de la variation relative des contraintes $\Delta\sigma_v'/\sigma_{v0}'$

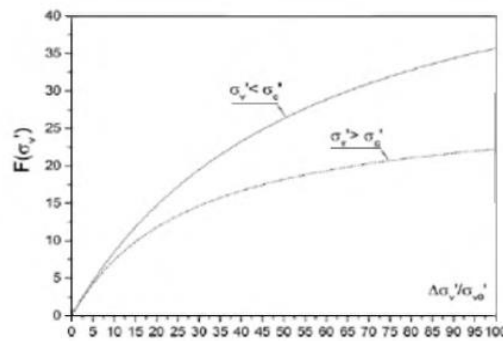


Figure II. III.8. Abaque de la fonction $F(\sigma_v')$

II. III.5. Calcul par l'essai de la plaque [8] :

La valeur du tassement admissible (S_f) pour différents types de semelles (isolées ou en radier) pour des structures de types différents est spécifiée dans le I.S code. Le tassement correspondant de l'essai de la plaque (S_p) peut être calculé à partir de la formule suivante

$$S_f = S_p \left(\frac{B(Bp+0,3)}{Bp+B+0,3} \right)^2$$

Avec :

B: profondeur mm

Bp : profondeur de la plaque mm

Sp: tassement de la plaque mm.

Sf: tassement de la foundation mm

CHAPITRE III :

**Présentation d'outil de
simulation numérique**

III.1 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis : [19]

III.1.1 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. [IMBE, 79].

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

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc...
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc...
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

III.1.2 Bref historique :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une

présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

III.1.3 Concepts de base :

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.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

III.1.4 Calculs par la MEF : [20]

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

- Elle nécessite :

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

- Elle permet :

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

- Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- les déplacements des ouvrages ;
- les sollicitations internes des ouvrages ;
- les efforts dans les butons ou tirants.

- Et pour le sol :

- les déplacements du sol ;
- les déformations du sol ;
- les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- les pressions interstitielles ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

- Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

- **CESAR (LCPC)** : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
- **PLAXIS** (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique. Pour notre problème, en utilise PLAXIS.

III.2 Présentation du logiciel PLAXIS : [21]

III.2.1 Présentation du logiciel PLAXIS :

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

III.2.2 Lois de comportement utilisées dans PLAXIS :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotones que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les modèles de comportement disponible dans PLAXIS sont :

- Modèle élastique linéaire ;
- Modèle de Mohr-Coulomb ;
- Modèle de sol avec écrouissage (HardingSoil Model) ;

- Modèle "SSM", pour les sols mous ;
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

Le logiciel PLAXIS, dispose (depuis la version 8.0) d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

III.2.2.1 : Modèle élastique linéaire :

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

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

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de Mécanique des Roches.

III.2.2.2 : Le modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.1). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

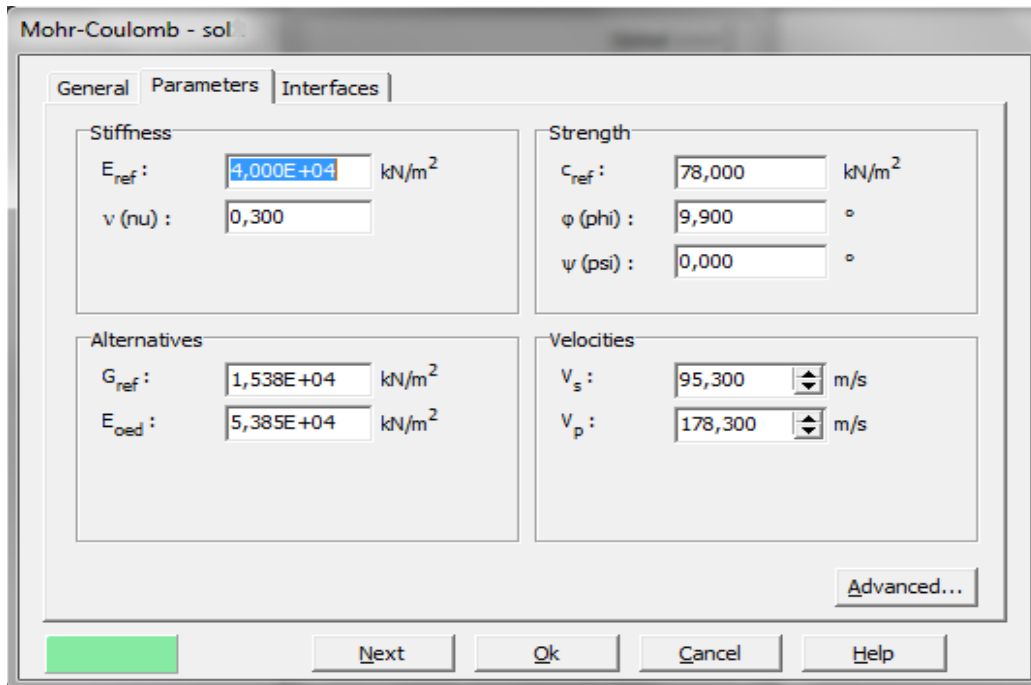


Figure III.1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

III.2.2.2.1 : Module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (voir figure 3.2). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple :

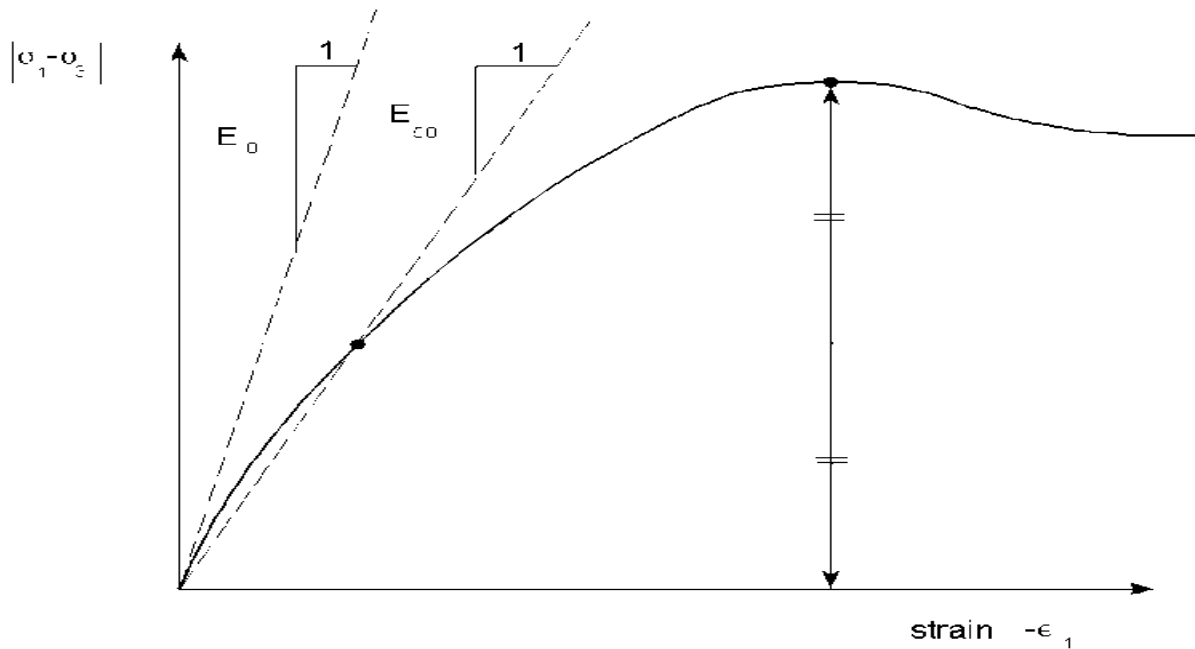


Figure III.2 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

III.2.2.2.2 : 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 K0 ou chargement gravitaire). 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.

III.2.2.2.3 : Angle de frottement :

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

III.2.2.2.4 : La cohésion :

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

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation E avec la profondeur.

III.2.2.2.5 : L'angle de dilatance :

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

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

$$\text{ou } \gamma_p = 0^\circ$$

Le cas $\gamma_p < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\gamma_p = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où 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.2.2.2.6 : Paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 3.3).

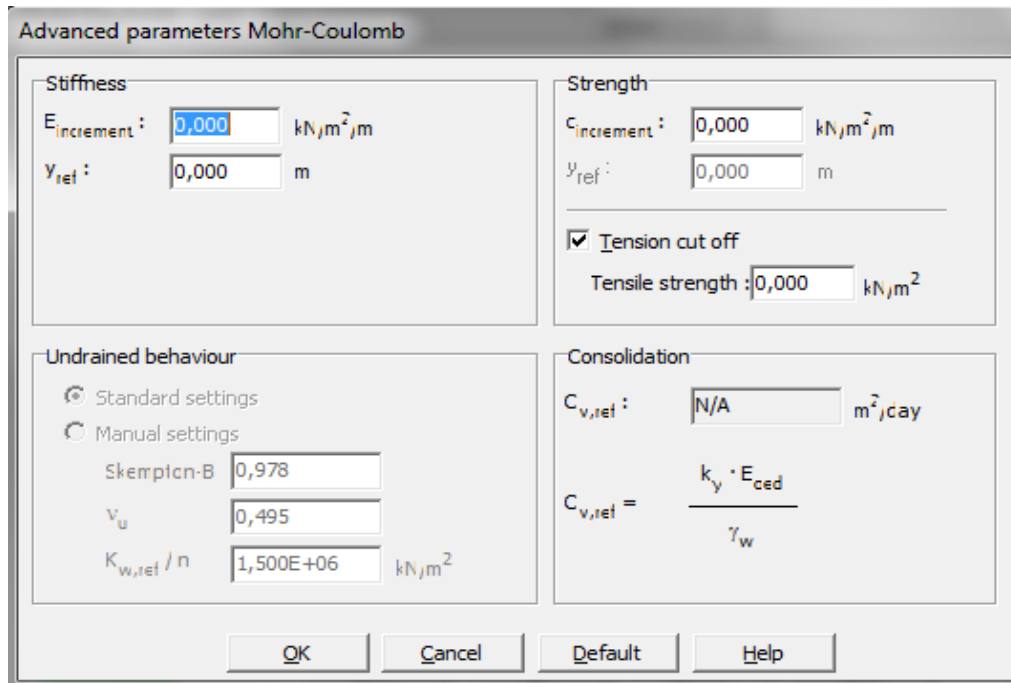


Figure III. 3 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.

III.2.2.3 Génération du maillage :

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou triangulaires à 6 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le comportement des structures. PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. Le générateur de maillage est une version spéciale du générateur de maillage triangle développé par sepra¹. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

La donnée nécessaire au générateur de maillage est le modèle géométrique composé de points, de lignes et de couches (surface délimitées par des lignes) ; ces dernières sont générées automatiquement pendant la création du modèle géométrique. Les lignes et les points de la géométrie peuvent permettre d'influencer la position et la distribution des éléments.

Dans des zones où des concentrations importantes de contraintes ou de gradients importants de déformations sont attendues, il est souhaitable d'avoir un maillage d'éléments finis plus précis donc plus fin, alors que les autres parties de la géométrie n'ont pas besoin d'un maillage fin. Une telle situation apparaît dès que le modèle géométrique inclut des arêtes et des coins d'éléments de structure. Pour ces cas, PLAXIS utilise des paramètres locaux de finesse en plus du paramètre global.

III.2.2.4 Recommandations pour la génération d'un maillage :

Afin de réaliser des calculs efficaces avec les éléments finis, une analyse préliminaire doit être menée avec un maillage grossier. Cette analyse permet de vérifier si le modèle géométrique est suffisamment grand et de voir où apparaissent les concentrations importantes de contraintes et les gradients élevés de déformations. Ces informations permettront de créer un modèle aux éléments finis raffiné.

Pour créer efficacement un maillage détaillé d'éléments finis, il est préférable de choisir la finesse globale adéquate (Global coarseness) depuis le menu (Mesh). Ensuite, si des raffinements locaux sont souhaités, il vaut mieux commencer par raffiner les couches, les lignes puis les points. Si nécessaire, des coefficients locaux de taille des éléments peuvent être définis directement pour des points.

III.2.2.5 Les modèles utilisés dans PLAXIS :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel Matériel Model. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

III.2.2.5.1. Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

III.2.2.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance ψ .

III.2.2.5.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

III.2.2.5.4. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

III.2.2.5.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):

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

III.2.2.5.6. Modèle défini par l'utilisateur :

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, veuillez-vous reporter au manuel des modèles de matériaux (Matériel Model Manuel).

III.2.3 Conclusion :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performant afin de simuler le comportement réel des sols.

CHAPITRE IV :

Etude de cas : Semelle rigide

IV.1. Introduction :

Dans la première étape de ce chapitre on crée un modèle numérique de référence d'une fondation filante reposant sur un sable. La simulation numérique est performée à l'aide d'un code de calcul en éléments finis Plaxis2D (version 8.6).

Ensuite, nous utilisons le modèle numérique de référence pour faire une étude paramétrique afin d'étudier l'influence de la rigidité axiale de géogridde, l'espacement entre les géogriddes, la longueur des géogriddes et le nombre des nappes de renforcement sur l'amélioration de la capacité portante des sols

IV.2. Présentation du modèle de référence :

IV.2.1. Géométrie :

Une fondation filante de 2 mètres de largeur et 0.5 mètre d'épaisseur est reposée sur une couche de sable de 2 mètres d'épaisseur et de 6 mètres de large, comme le montre la Figure IV.1. Sous la couche sablonneuse se trouve une couche rocheuse solide qui s'étend à une grande profondeur. Le but de cet exemple est de trouver les déplacements et les contraintes dans le sol dues à la charge appliquée au pied. La couche rocheuse n'a pas été incluse dans le modèle; Au lieu de cela, Des conditions aux limites appropriées sont appliquées au bas de la couche de sable. Pour activer et éviter tout mécanisme possible dans le sable Aucun effet de la limite extérieure, le motif s'étend dans une direction horizontale de 2,0 m.

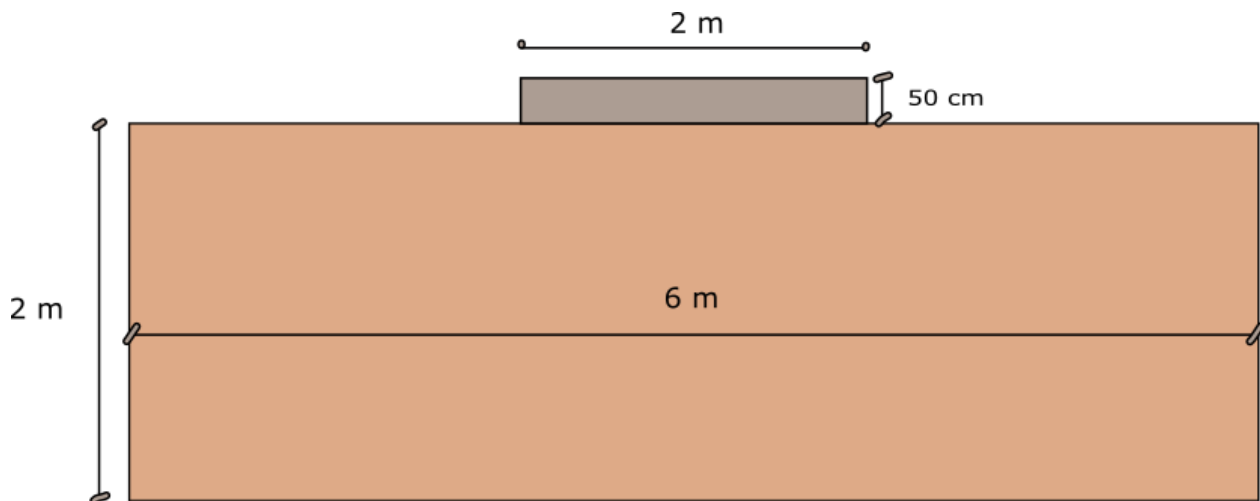


Figure IV.1 Géométrie d'une semelle filante reposée sur une couche de sable

Dans cet exemple, nous prenons la base solide:

Dans le premier calcul, la semelle est considérée comme très rigide et rugueuse. Dans ce calcul, le règlement de la semelle est simulée au moyen d'une indentation uniforme au sommet de la couche de sable au lieu de modéliser le pied lui-même. Cette approche conduit à un modèle très simple et est donc utilisée comme un premier exercice, mais elle a aussi certains inconvénients. Par exemple, il ne donne aucune information sur les efforts structuraux dans la semelle

IV.2.2. Les étapes de création d'un modèle avec plaxis 2D

Les démarche principales de modélisation est comme suit :

A). Créer un nouveau Projet

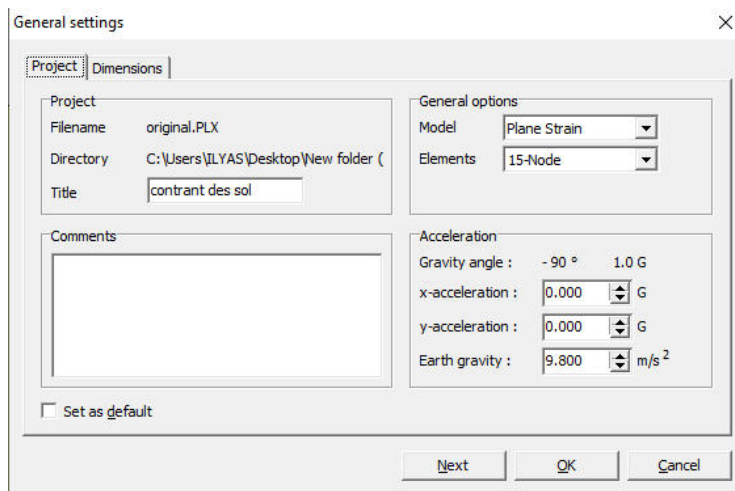


Figure IV.2: Project de la fenêtre des paramètres généraul

B). Introduction de propriétés du modèle

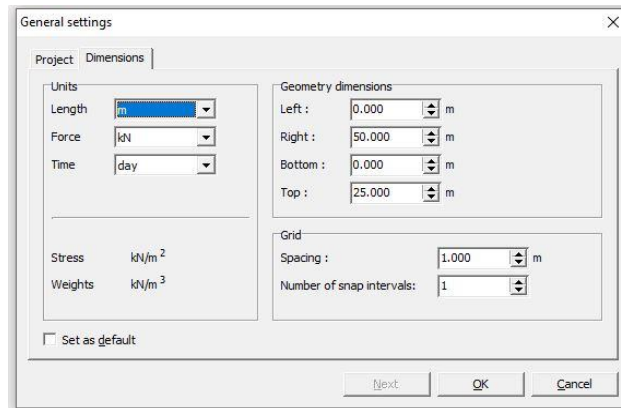


Figure IV.3: Dimensions de la figure de la fenêtre des paramètres généraux

C). Création de la géométrie du modèle et affectation de propriétés

La géométrie de notre modèle est présentée dans la Figure IV.4.

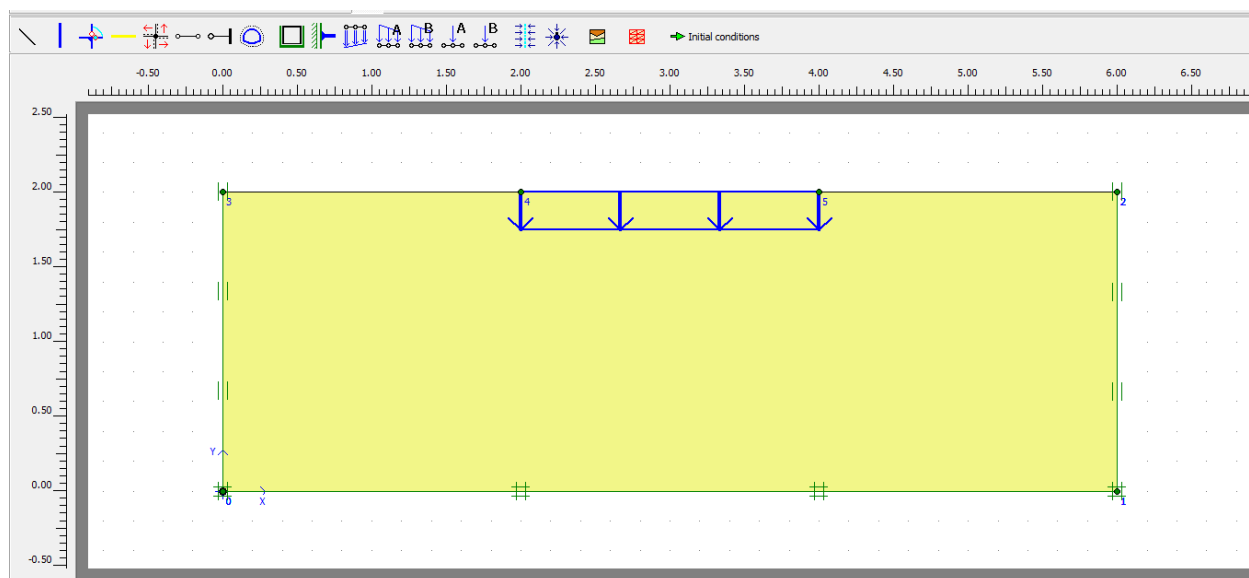


Figure IV.4 : géométrie de modèle dans la fenêtre d'entrée

D). Calcul des conditions initiales

E). Phasage de calcul

F). Résultats

IV.2.3 Conditions aux limites :

Les conditions aux limites se trouvent dans la partie centrale de la deuxième barre d'outils et dans la Menu Charges. Pour les problèmes de déformation, deux types de conditions aux limites existent : Déplacements prescrits et forces prescrites (charges).

En principe, toutes les frontières doivent avoir une condition aux limites dans chaque direction. C'est dire, lorsqu'aucune condition aux limites explicite n'est donnée à une certaine frontière (un frontière), la condition naturelle s'applique, qui est une force prescrite égale à zéro et une

Déplacement libre. Pour éviter la situation où les déplacements de la géométrie sont indéterminés, certains les points de la géométrie doivent avoir des déplacements imposés. La forme la plus simple d'un le déplacement prescrit est une fixité (déplacement nul), mais prescrit non nul des

déplacements peuvent également être donnés. Dans ce problème, le tassement de la semelle rigide est simulé au moyen de déplacements prescrits non nuls au sommet de la couche de sable.

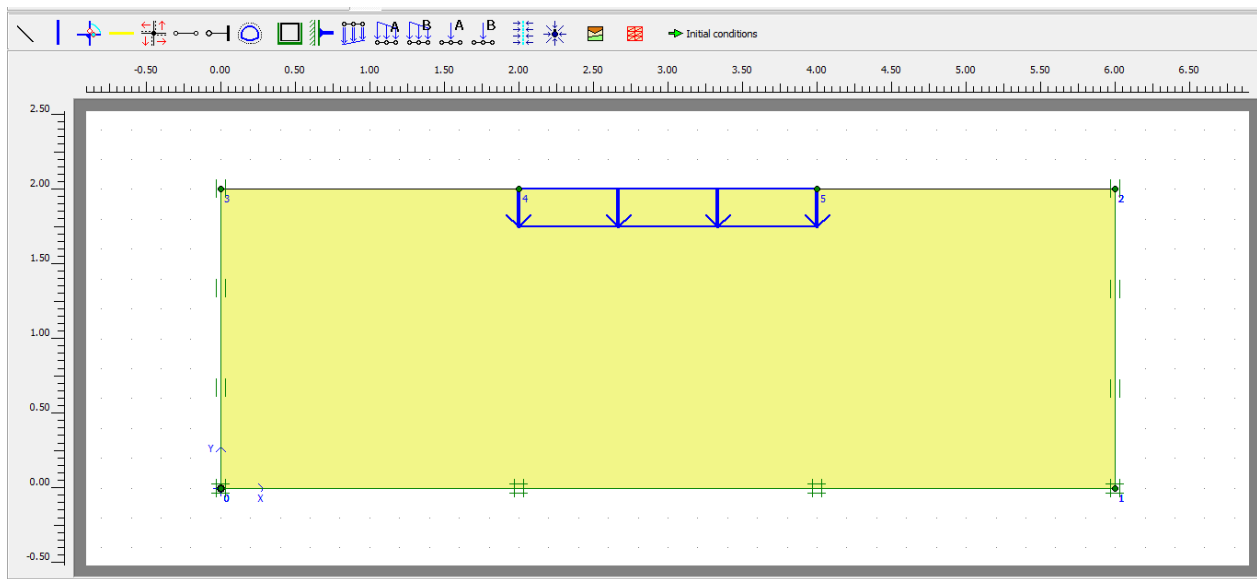


Figure IV.5 : Les conditions aux limites de modèle

IV.2.4. Caractéristiques de sol de fondation

Afin de simuler le comportement du sol, un modèle de sol approprié et des paramètres de matériau appropriés doivent être affectés à la géométrie. Dans PLAXIS, les propriétés du sol sont collectées dans des ensembles de données de matériaux et les différents ensembles de données sont stockés dans une base de données de matériaux. À partir de la base de données, un ensemble de données peut être affecté à un ou plusieurs clusters. Pour les structures (comme les murs, les plaques, les ancrages, les géogrilles, etc.), le système est similaire, mais différents types de structures ont des paramètres différents et donc différents types d'ensembles de données.

PLAXIS fait la distinction entre les ensembles de données de matériaux pour le *sol et les interfaces*, les *plaques*, les *ancrages* et *géogrilles*.

La création des jeux de données matériaux se fait généralement après la saisie des conditions aux limites. Avant que le maillage ne soit généré, tous les ensembles de données de matériaux doivent avoir été définis et tous les clusters et structures doivent avoir un ensemble de données approprié qui leur est attribué.

Les caractéristiques des éléments utilisés dans notre modèle sont présentées dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Propriétés matérielles de la couche de sol

Parameter	Name	Value	Unit
Material model	<i>Model</i>	Mohr-Coulomb	-
Type of material behaviour	<i>Type</i>	Drained	-
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	16	kN/m ³
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	17	kN/m ³
Permeability in horizontal direction	k_x	1.0	m/day
Permeability in vertical direction	k_y	1.0	m/day
Young's modulus (constant)	E_{ref}	299	kN/m ²
Poisson's ratio	ν	0.4	-
Cohesion (constant)	c_{ref}	0.9	kN/m ²
Friction angle	ϕ	0.0	°
Dilatancy angle	ψ	0.0	°

Mohr-Coulomb - clay

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} kN/m³

γ_{sat} kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/day

k_y : m/day

Figure IV.6 : Onglet général de la fenêtre d'entrée le jeu de données de sol et d'interface

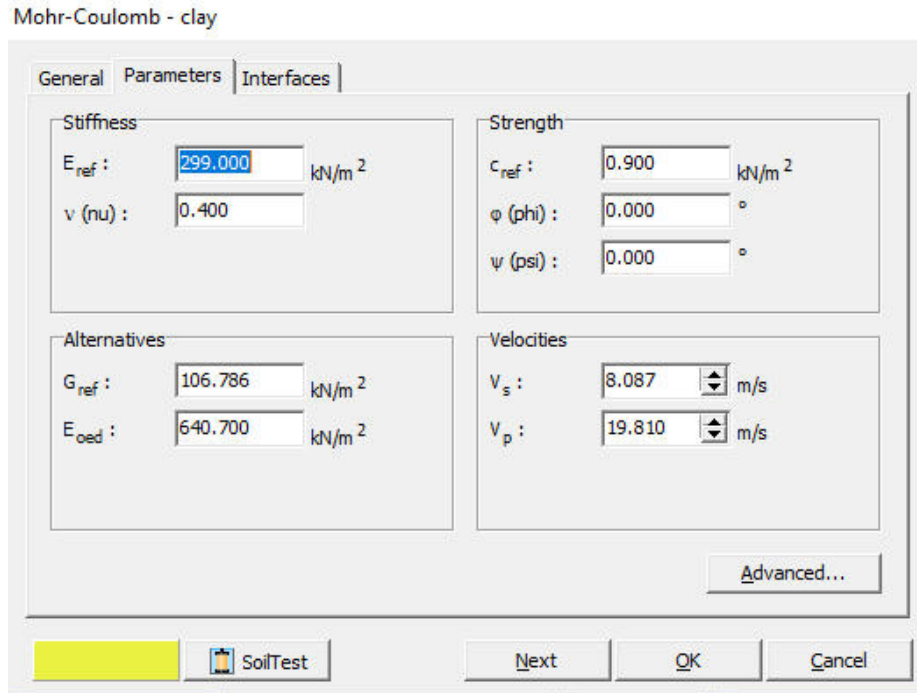


Figure IV.7 : Onglet Paramètres de la fenêtre d'entré le jeu de données de sol et d'interface

IV.2.5. Modélisation de la semelle

La semelle est supposée rigide, donc on applique un déplacement imposé ($u_{imposé}$) est uniformément réparti en surface. Nous utilisons ici la procédure de niveau final ("Ultimate level") comme une méthode d'application du chargement. Cette procédure pour laquelle la taille des pas de calcul est choisie automatiquement nous permet de préciser la charge totale (i.e. le déplacement imposé sur la fondation) à appliquer en assurant un bon compromis entre la robustesse et la précision du calcul.

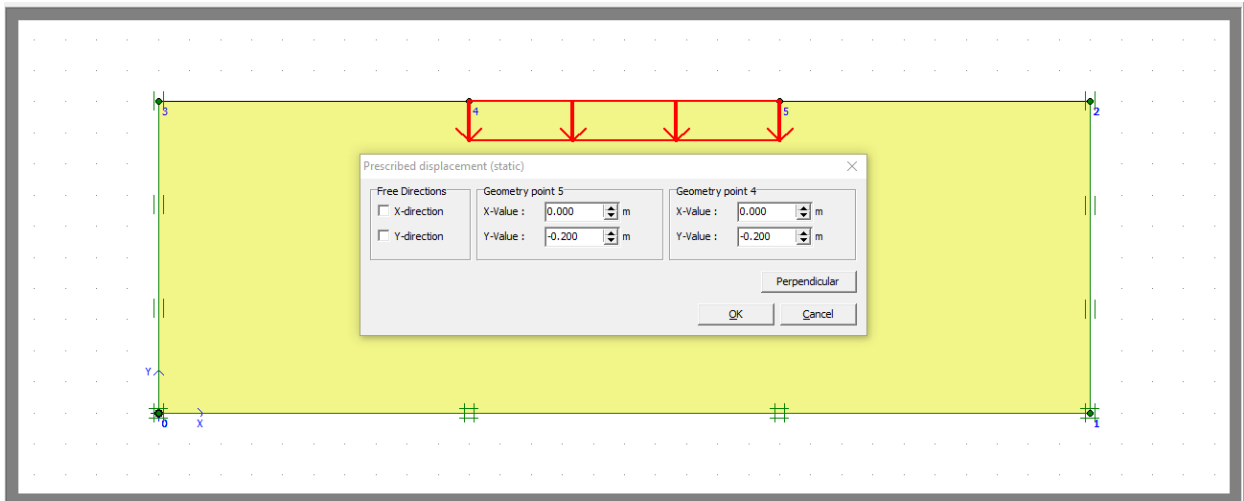


Figure IV.8 La boîte de dialogue Déplacements prescrits dans la fenêtre Construction par étapes

Dans la boîte de dialogue Déplacements prescrits, l'amplitude et la direction du déplacement prescrit peuvent être spécifiées, comme indiqué dans la Figure IV.8. Dans ce cas, entrez une valeur Y de $-0,1$ dans les deux champs de saisie, ce qui signifie un déplacement vers le bas de $0,1$ m. Toutes les valeurs X doivent rester nulles.

IV.2.6. Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est terminé, le modèle d'éléments finis (ou maillage) peut être généré. PLAXIS permet une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle la géométrie est divisée en éléments de type élément de base et éléments structurels compatibles, le cas échéant

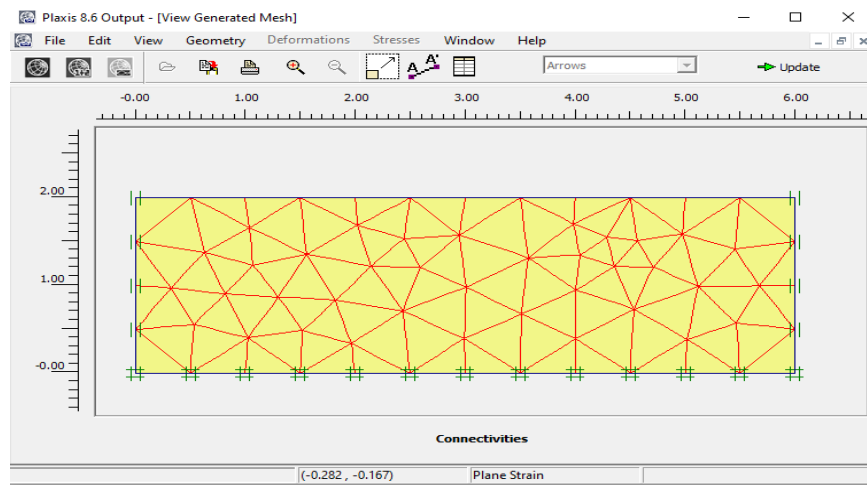


Figure IV.9 : Génération du maillage

La génération du maillage tient pleinement compte de la position des points et des lignes dans le modèle géométrique, de sorte que la position exacte des couches, des charges et des structures est prise en compte dans le maillage des éléments finis. Le processus de génération est basé sur un principe de triangulation robuste qui recherche des triangles optimisés et qui aboutit à un maillage non structure Les maillages non structurés ne sont pas formés à partir de motifs réguliers d'éléments. Cependant, les performances numériques de ces maillages sont généralement meilleures que celles des maillages structurés avec des tableaux réguliers d'éléments. En plus de la génération du maillage proprement dit, une transformation des données d'entrée (propriétés, conditions aux limites, ensembles de matériaux, etc.) du modèle géométrique (points, lignes et clusters) vers le maillage d'éléments finis (éléments, nœuds et points de contrainte) est fabriqué Afin de générer le maillage, suivez ces étapes : Cliquez sur le bouton *Générer le maillage* dans la barre d'outils ou sélectionnez l' option *Générer* dans le menu *Maillage* Après la génération du maillage une nouvelle fenêtre s'ouvre (Output window) dans laquelle le maillage généré est présenté (voir Figure IV.9) Cliquez sur le bouton *Mettre à jour* pour revenir au mode d'entrée de la géométrie. Si nécessaire, le maillage peut être optimisé en effectuant des raffinements globaux ou locaux Les raffinements de maillage sont pris en compte dans certaines des autres leçons. Ici, il est suggéré que le maillage d'éléments finis actuel soit accepté

IV.2.7. Calcul des conditions initiales

Après la génération des contraintes initiales, la fenêtre Sortie s'ouvre dans laquelle les contraintes effectives sont présentées comme contraintes principales (voir Figure IV.10) La longueur des lignes indique l'amplitude relative des contraintes principales et l'orientation des lignes indique les directions principales. Cliquez sur le bouton *Mettre à jour* pour revenir au mode de configuration de la géométrie du programme d'entrée Après la génération des contraintes initiales, le calcul peut être défini. Après avoir cliqué sur le bouton *Calculer* , l'utilisateur est invité à enregistrer les données sur le disque dur. Cliquez sur le bouton *Oui* .

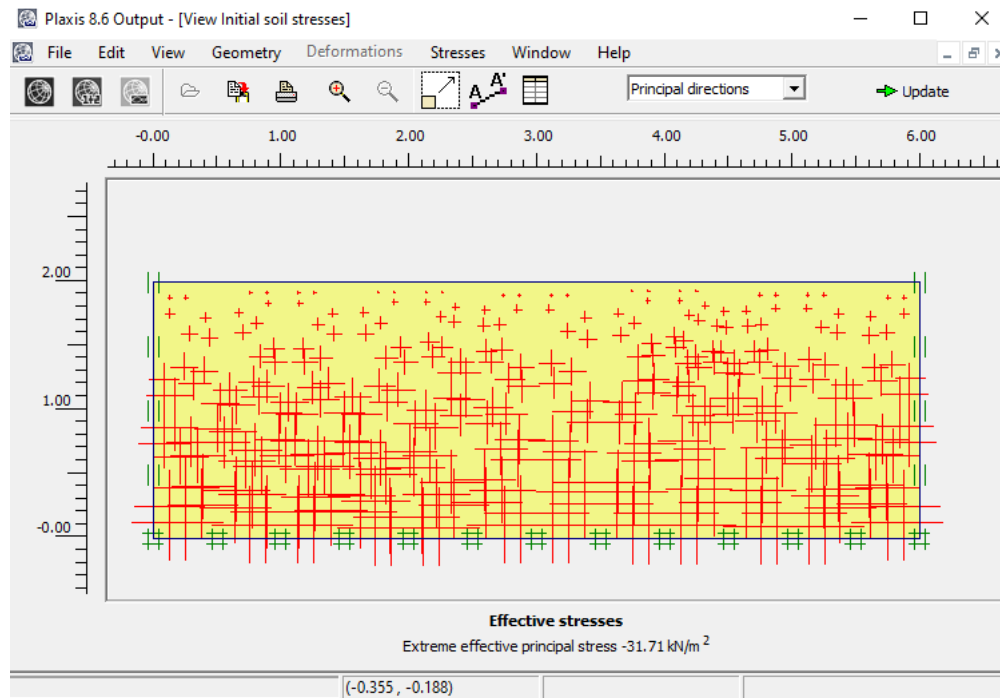


Figure IV.10: Champ de contraintes initiales

IV.2.8. Phasage de calcul:

Après avoir cliqué sur le bouton *Calculer* et enregistré les données d'entrée, le programme d'entrée est fermé et le programme de calculs est démarré. Le programme Calculs permet de définir et d'exécuter des phases de calcul.

Il peut également être utilisé pour sélectionner les phases calculées pour lesquelles les résultats de sortie doivent être visualisés. La fenêtre *Calculs* se compose d'un menu, d'une barre d'outils, d'un ensemble d'onglets et d'une liste de phases de calcul, comme indiqué dans la Figure IV.11.

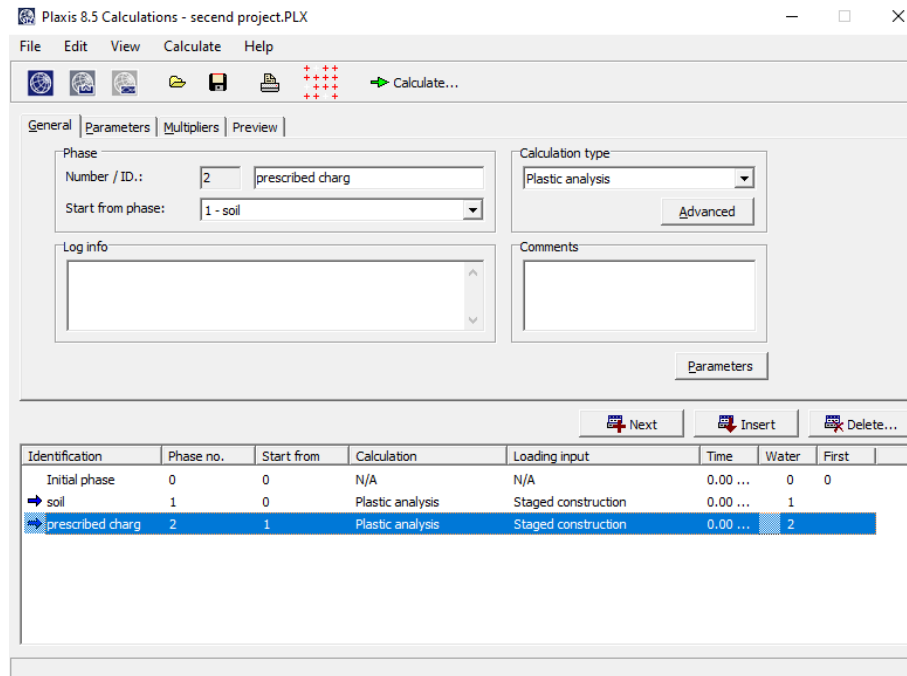


Figure IV.11: La fenêtre de calculs.

Les onglets (*Général*, *Paramètres* et *Multiplificateurs*) permettent de définir une phase de calcul. Il peut s'agir d'une phase de chargement, de construction ou d'excavation, d'une période de consolidation ou d'une analyse de sécurité. Pour chaque projet plusieurs phases de calcul peuvent être définies. Toutes les phases de calcul définies apparaissent dans la liste en bas de la fenêtre. L'onglet *Aperçu* peut être utilisé pour montrer l'état réel de la géométrie. Un aperçu n'est disponible qu'après le calcul de la phase sélectionnée. Lorsque le programme Calculs est démarré directement après la saisie d'un nouveau projet, une première phase de calcul est automatiquement insérée. Afin de simuler le tassement de la semelle dans cette analyse, un calcul plastique est nécessaire. PLAXIS dispose d'une procédure pratique pour le pas de charge automatique, qui s'appelle Load Avancement. Cette procédure peut être utilisée pour la plupart des applications pratiques. Dans le calcul plastique, les déplacements imposés sont activés pour simuler l'indentation de la semelle. Afin de définir la phase de calcul, procédez comme suit : Dans la case ID de phase, écrivez (facultatif) un nom approprié pour la phase de calcul en cours (par exemple "Indentation") et sélectionnez la phase à partir de laquelle la phase en cours doit commencer (dans ce cas, le calcul ne peut commencer qu'à partir de la phase 0 - Phase initiale). Dans l'onglet Général, sélectionnez Plastique dans la zone de liste déroulante Type de calcul. Cliquez sur le bouton Paramètres ou cliquez sur l'onglet Paramètres. L'onglet Paramètres contient les paramètres de contrôle du calcul,

comme indiqué dans la Figure IV.12 Conservez la valeur par défaut pour le nombre maximum d'étapes supplémentaires (250) et sélectionnez le paramètre Standard dans la case Procédure itérative .Voir le Manuel de référence pour plus d'informations sur les paramètres de contrôle de calcul

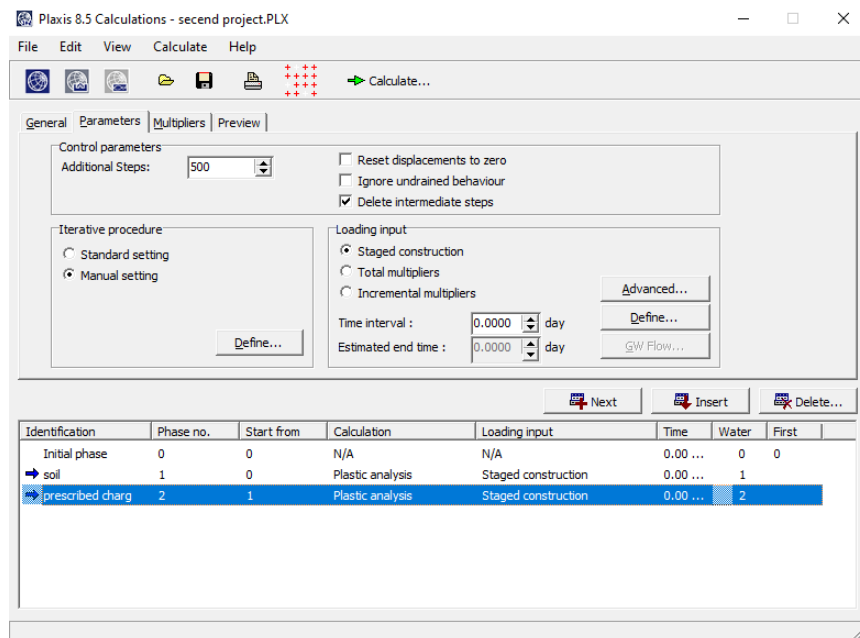


Figure IV.12: Fenêtre Paramètres de Calculs

Cliquez maintenant sur le bouton Mettre à jour pour revenir à l'onglet Paramètres de la fenêtre des calculs La définition du calcul est maintenant terminée. Avant de commencer le premier calcul, il est conseillé de sélectionner des nœuds ou des points de contrainte pour une génération ultérieure de courbes charge déplacement ou de diagrammes de contrainte et de déformation. Pour le faire, suivez ces étapes: Cliquez sur le bouton Sélectionner des points pour les courbes dans la barre d'outils. En conséquence, une fenêtre s'ouvre, montrant tous les nœuds du modèle d'éléments finis Sélectionnez le nœud dans le coin supérieur gauche. Le nœud sélectionné sera indiqué par 'A Cliquez sur le bouton Mettre à jour pour revenir à la fenêtre Calculs Dans la fenêtre Calculs, cliquez sur le bouton Calculer. Cela lancera le processus de calcul. Toutes les phases de calcul sélectionnées pour exécution, comme indiqué par la flèche bleue (y) (une seule phase dans ce cas) seront, en principe, exécutées dans l'ordre contrôlé par le paramètre Début de phase

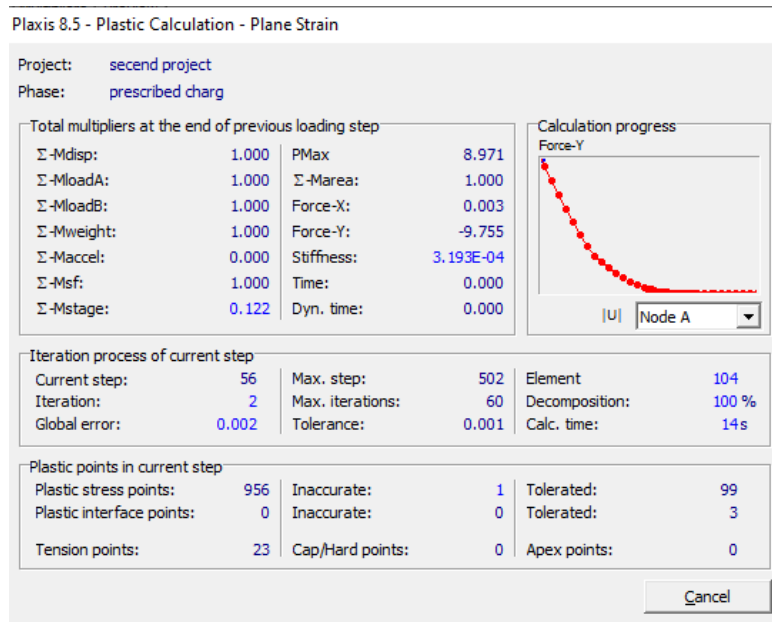


Figure IV.13: La fenêtre d'informations de calculs

Lors de l'exécution d'un calcul, une fenêtre apparaît qui donne des informations sur l'avancement de la phase de calcul proprement dite (voir Figure IV.13). Les informations, mises à jour en permanence, comprennent une courbe charge-déplacement, le niveau des systèmes de charge (en termes de multiplicateurs totaux) et l'avancement du processus d'itération (numéro d'itération, erreur globale, points plastiques, etc.). Reportez-vous au Manuel de référence pour plus d'informations sur la fenêtre d'informations sur les calculs. Lorsqu'un calcul se termine, la liste des phases de calcul est mise à jour et un message s'affiche dans la case mémo Info journal correspondante.

La case Mémo d'informations sur le journal indique si le calcul s'est terminé avec succès ou non. Le calcul actuel devrait donner le message « État ultime prescrit entièrement atteint ». Pour vérifier la charge appliquée qui entraîne le déplacement prescrit de -0.2 m, cliquez sur l'onglet Multiplicateurs et sélectionnez le bouton radio Valeurs atteintes.

En plus des valeurs atteintes des multiplicateurs dans les deux colonnes existantes, des informations supplémentaires sont présentées sur le côté gauche de la fenêtre. Pour l'application actuelle, la valeur de Force-Y est importante.

Cette valeur représente la force de réaction totale correspondant au déplacement vertical prescrit appliqué, qui correspond à la force totale sous 1 radian de la semelle (notez que l'analyse est symétrique).

IV.2.9. Les résultats de modèle de référence :

Une fois le calcul terminé, les résultats peuvent être évalués dans le programme Output. Dans la fenêtre *Sortie*, vous pouvez afficher les déplacements et les contraintes dans la géométrie complète ainsi que dans les sections transversales et dans les éléments structurels, le cas échéant Les résultats des calculs sont également disponibles sous forme de tableau.

IV.2.9.1. Les déplacements:

Les principaux résultats obtenus par le logiciel Plaxis2D sont les suivants :

La figure IV.14 représente le schéma déformé de l'ouvrage donné par le logiciel Plaxis2D.

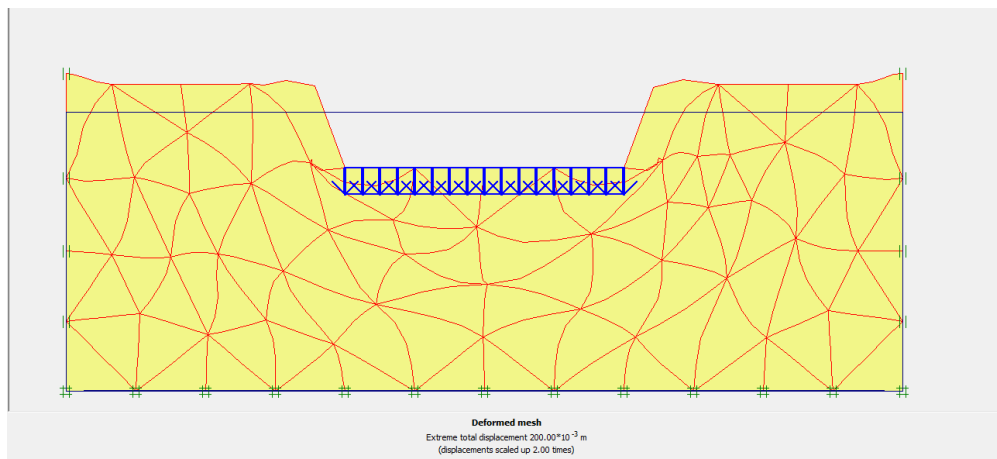


Figure IV.14: Maillage déformé

Le déplacement total sous l'effet de chargement de la semelle est présenté dans la Figure IV.15.

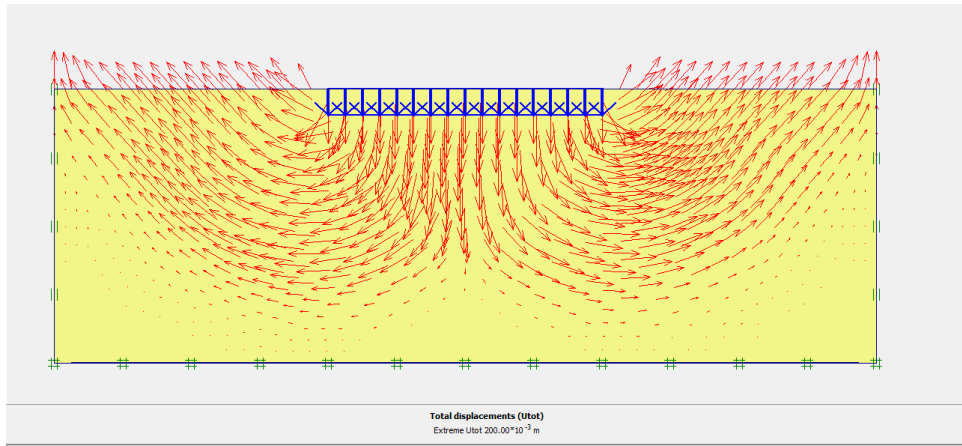


Figure IV.15: Déplacements totaux

IV.2.9.1. La capacité portante:

Pour calculer la capacité portante du sol on va tracer à l'aide de plaxis 2D la courbe de variation chargement en fonction du tassement de la semelle. Cette courbe est présentée dans la Figure IV.16.

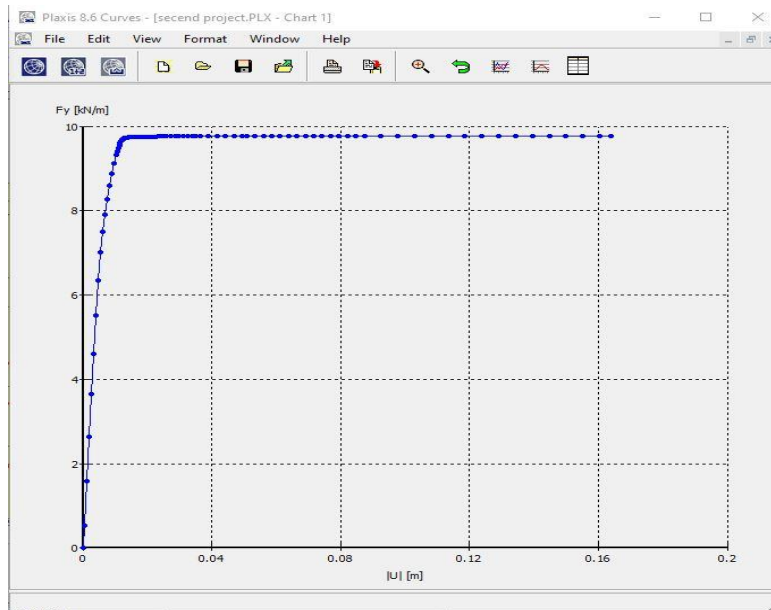


Figure IV.16: Courbe de variation chargement en fonction du tassement de la semelle (plaxis 2D)

IV.2.9.2. Validation du modèle de référence:

Afin de valider notre modèle proposé, nous avons comparé le résultat de capacité portante de notre modèle de référence avec le résultat de calcul trouvé par Potta, D.M et Zadravkovic L. (2001).

La Figure IV.17 montre le résultat de notre modèle est presque confondu au résultat de Potta, D.M et Zadravkovic L. (2001).

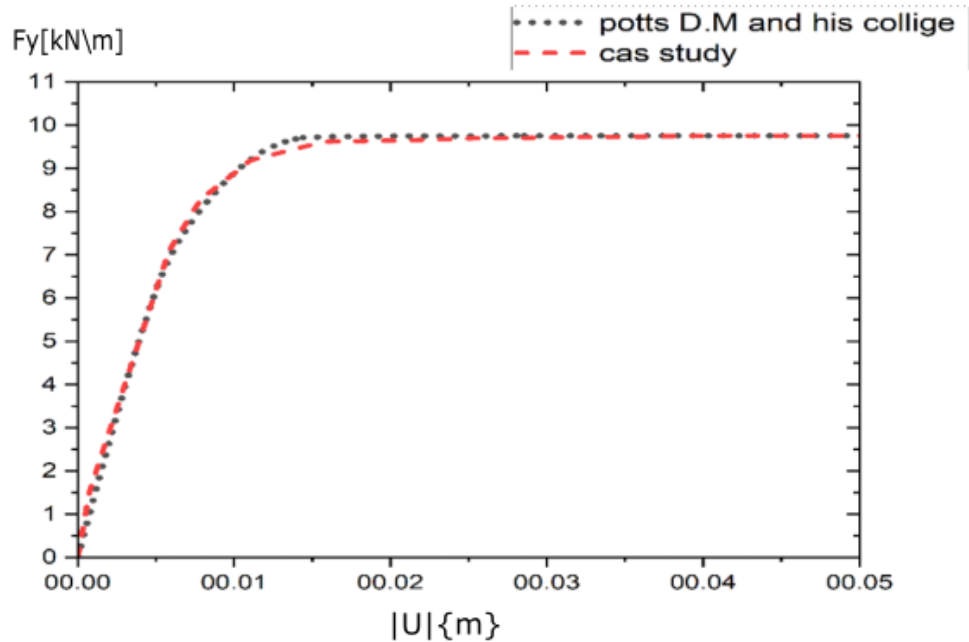


Figure IV.17: Validation du modèle de référence

IV.3. Etude paramétrique :

Afin d'améliorer les caractéristiques de l'échantillon d'étude avec des géogrilles, nous changeons le sol en sable avec les caractéristiques suivantes :

Tableau IV.2 : Propriétés matérielles de la couche de sable

Parameter	Name	Value	Unit
Material model	<i>Model</i>	Mohr-Coulomb	-
Type of material behaviour	<i>Type</i>	Drained	-
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unzat}	17.0	kN/m ³
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	20.0	kN/m ³
Permeability in horizontal direction	k_x	1.0	m/day
Permeability in vertical direction	k_y	1.0	m/day
Young's modulus (constant)	E_{ref}	13000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν	0.3	-
Cohesion (constant)	c_{ref}	1.0	kN/m ²
Friction angle	φ	31.0	°
Dilatancy angle	ψ	0.0	°

IV.3.0. La capacité portante:

Pour calculer la capacité portante du sol on va tracer à l'aide de plaxis 2D la courbe de variation chargement en fonction du tassement de la semelle. Cette courbe est présentée dans la Figure IV.18

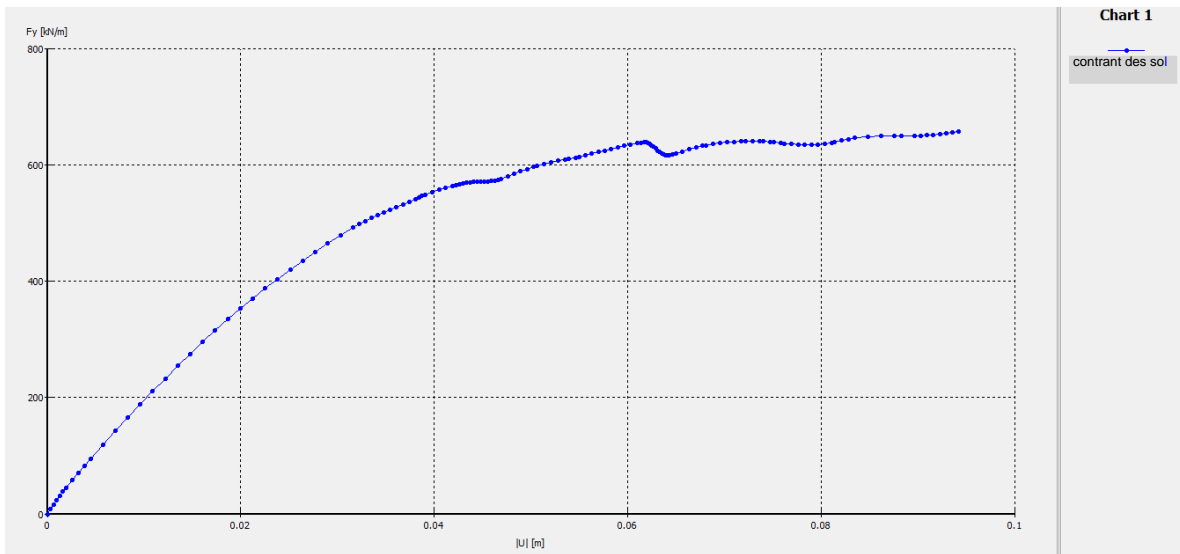


Figure IV.18: Courbe de variation chargement en fonction du tassement de la semelle

IV.3.1. L'effet de renforcement par une nappe de géogridle a une rigidité variable:

Dans cette partie on propose de renforcé notre sol de référence par une nappe de géogridle a une rigidité axiale EA variable pour avoir l'amélioration de la capacité portante du sol.

La géogridle est modélisées en utilisant des éléments structurels appelés « geogrid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau IV.3

Modèle de comportement	Élastique
Rigidité axiale élastique EA (kN/m)	1000, 2000, 3000 et 4000

Tableau IV. 3 . Propriétés du géogridle

La nappe de géogridle a une longueur de 3 mètres et se trouve au niveau de -1 mètre au-dessous de la semelle (Figure IV.19).

Pour la rigidité de la géogridle est variable pour étudier son influence sur la capacité portante.

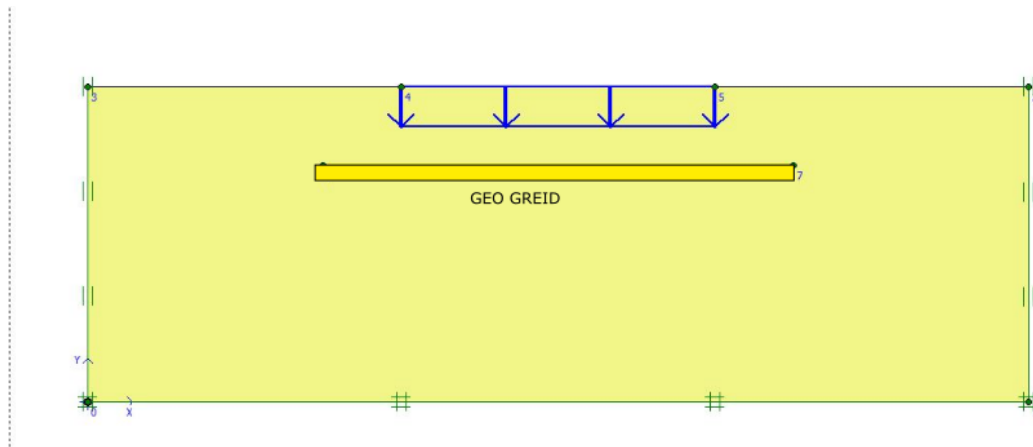


Figure IV.19: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par une nappe de géogridle)

La Figure IV.20 présente la variation de la capacité portante en fonction de la rigidité de la géogridle calculé avec plaxis2D.

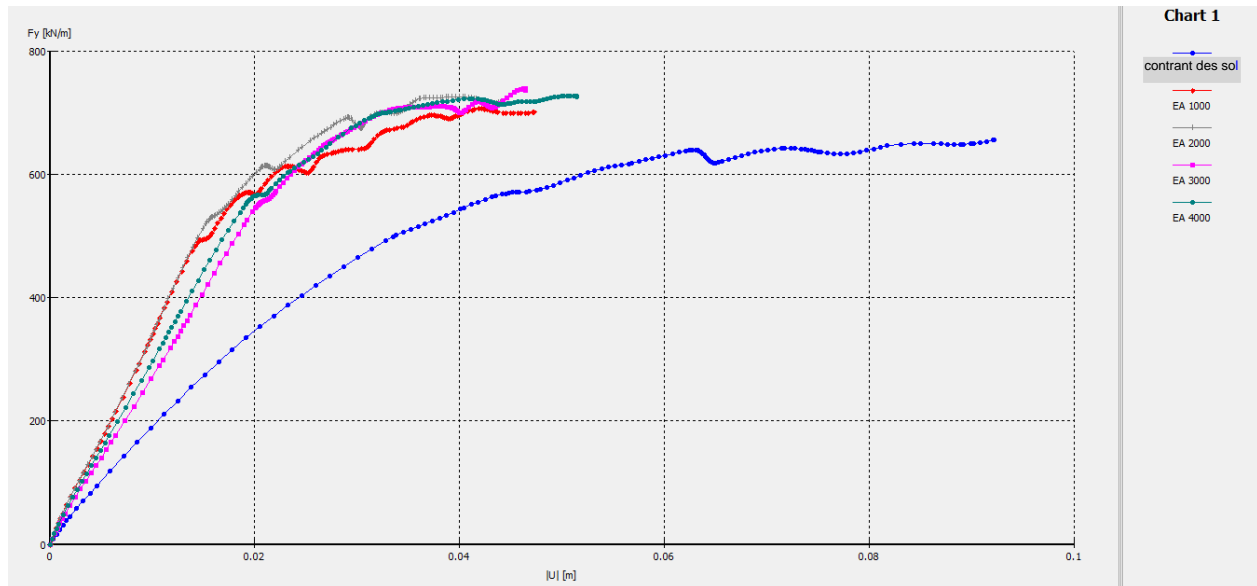


Figure IV.20 Courbe: Variation de la capacité portante en fonction de la rigidité de la géogrille (cas d'une seule nappe)

A partir des résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de la capacité portante augmentent avec l'augmentation de la rigidité de la géogrille. On constate aussi que cette augmentation sera négligeable pour une rigidité supérieure à 2000Kn/m.

IV.3.2. L'effet de renforcement par deux nappes de géogrilles (avec des espacements variables):

Afin d'étudier l'influence de l'espacement entre les nappes de géogrilles sur l'amélioration de la capacité portante du sol, on propose de renforcer notre sol de référence par deux nappes de géogrille a une rigidité axiale égale à 1000Kn/m mais avec des espacements variables (Figure IV.21).

On varie l'espacement avec les valeurs suivantes : $e1 = 0.2$ m, $e2 = 0.4$ m, $e3 = 0.6$ m, $e4 = 0.8$ m.

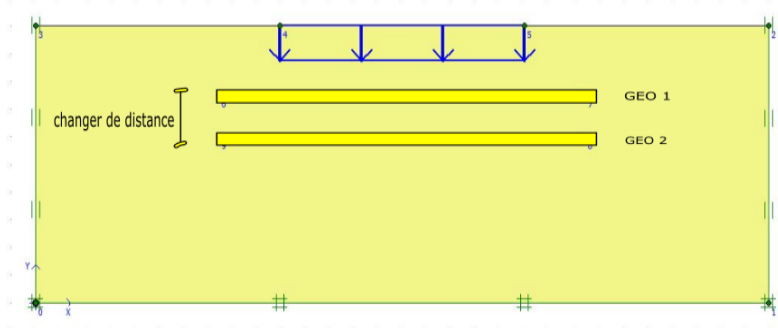


Figure IV.21: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par deux nappes de géogrilles)

Les résultats de la variation de la capacité portante en fonction de l'espacement entre les deux nappes de géogrilles sur l'amélioration de la capacité portante du sol sont présentés dans la Figure IV.22

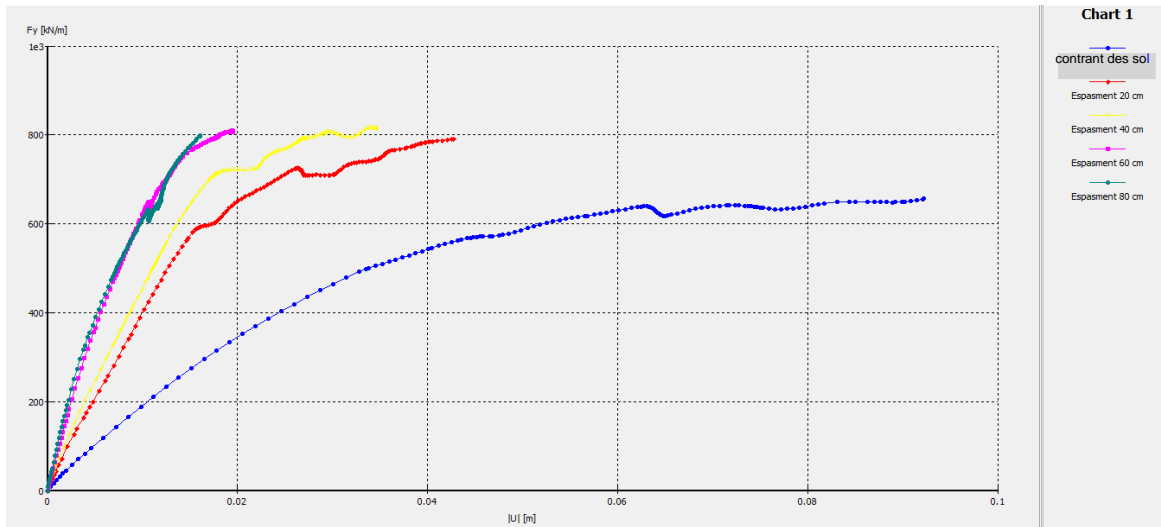


Figure IV.22 Courbe: Variation de la capacité portante en fonction de l'espacement entre les deux géogrilles

Les résultats présentés dans la Figure IV.21 montrent que les deux nappes de géogrille sont plus efficaces lorsque l'espacement entre elles est égal à 0.6m

IV.3.3. L'effet de renforcement par deux nappes de géogrilles (avec de rigidité variable):

Nous fixons la distance entre la géo grille 1 et la géo grille 2 avec une valeur de 0,3 mètre et nous modifions le coefficient d'Young $J=1000$, $J=2000$, $J=3000$ et le processus de calcul est effectué pour chaque valeur

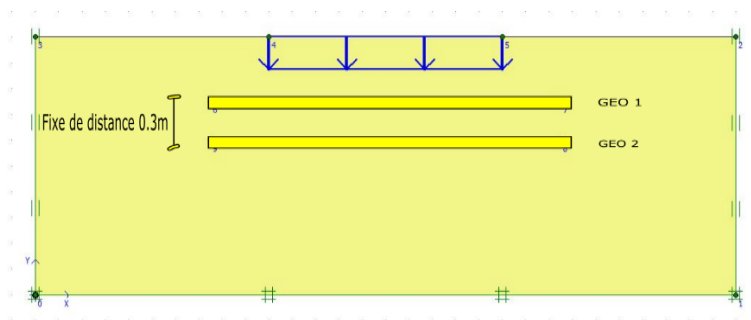


Figure IV.23: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par deux nappes de géogrilles et espacement de 0.3m)

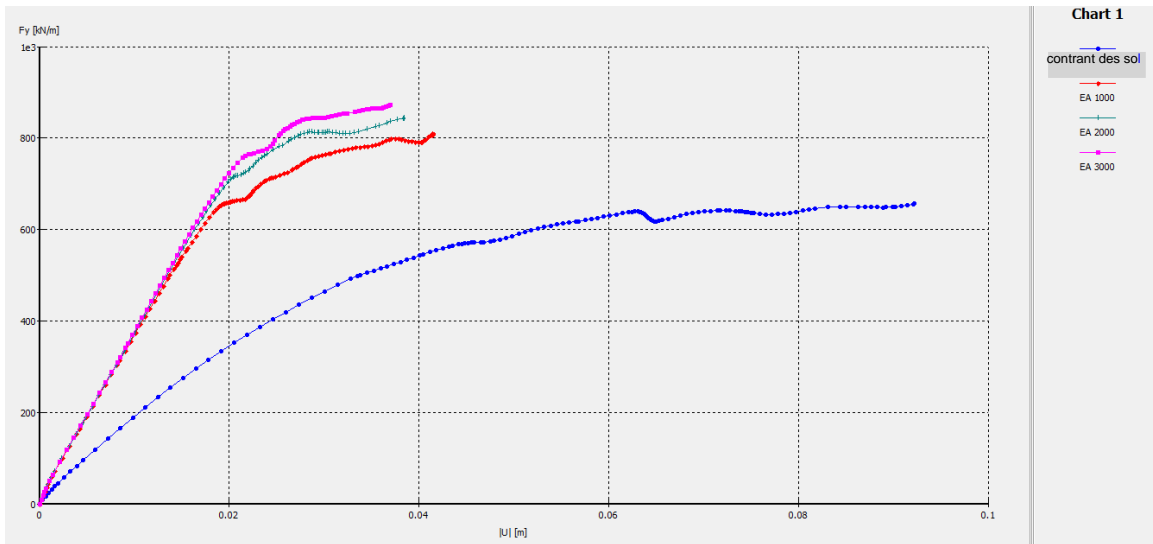


Figure IV.24: Variation de la capacité portante en fonction de la rigidité de la géogrille (cas de deux géogrilles)

Selon les résultats présentés dans la Figure IV.24, on constate que l'influence de la rigidité de la géogrille dans le cas d'un sol renforcé par deux géogrilles espacés par une distance de 0.3m est négligeable pour des valeurs supérieures à 1000Kn/m.

IV.3.4. L'effet de nombre des nappes de géogrilles:

Pour étudier l'impacte de nombre des nappes de géogrilles sur l'amélioration de la capacité portante du sol, on propose de renforcé notre sol de référence par des nappes de géogrille ont une rigidité axiale égale à 1000Kn/m espacés par une distance entre elles égale à 0.2m. La longueur des nappes est fixée à 3m et on change dans chaque cas le nombre des nappes.

On varie le nombre des nappes avec les valeurs suivantes : N1 = 1, N2 = 2, N3 = 3 et N4 = 4.

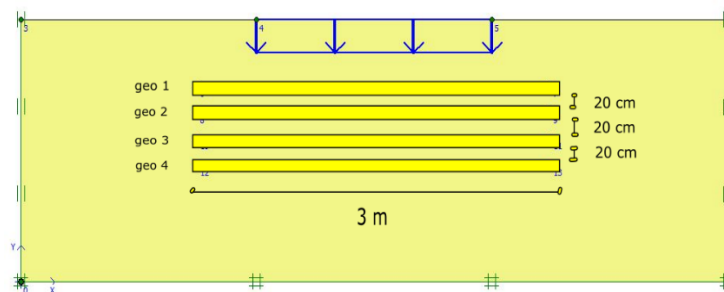


Figure IV.25: Géométrie du modèle (cas du sol renforcé par quatre nappes de géogrilles et espacement de 0.2m)

Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes :

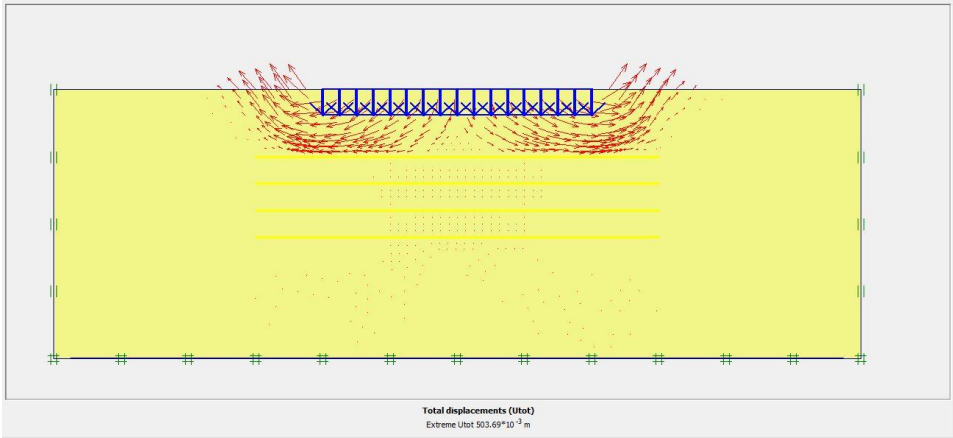


Figure IV.26: les vecteurs de déplacements totaux (cas du sol renforcé par quatre nappes de géogrilles et espacement de 0.2m)

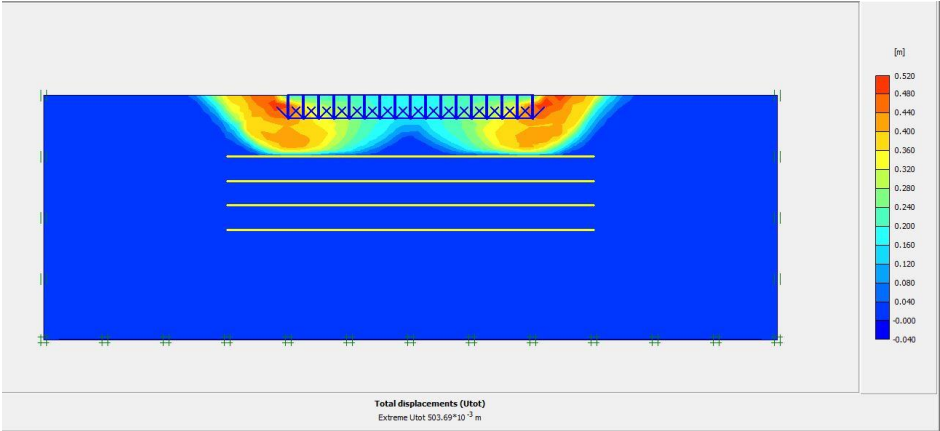


Figure IV.27: Déplacements totaux (cas du sol renforcé par quatre nappes de géogrilles et espacement de 0.2m)

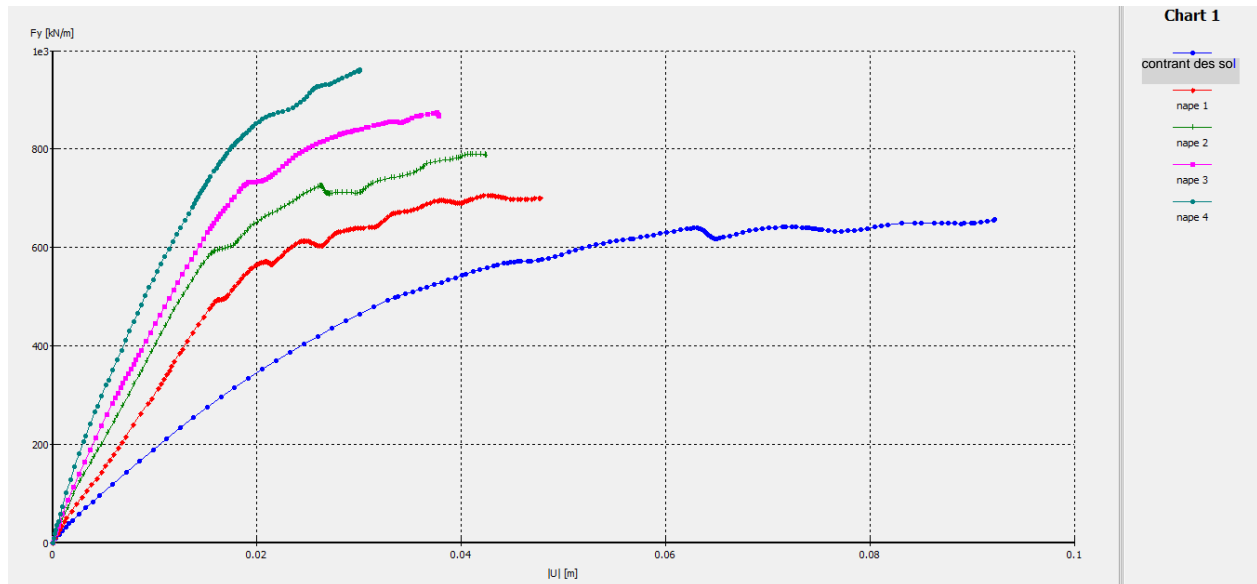


Figure IV.28 Courbe Variation de la capacité portante en fonction de nombre des nappes de géogrille

IV.3.5. L'effet de la longueur des nappes de géogrilles:

Pour étudier l'impacte de la longueur des nappes de géogrilles sur l'amélioration de la capacité portante du sol, on propose de renforcé notre sol de référence par des nappes de géogrille ont une rigidité axiale égale à 1000Kn/m

On varie la longueur des nappes avec les valeurs suivantes: $L_1 = 3\text{m}$, $L_2 = 4\text{m}$, $L_3 = 5\text{m}$ et $L_4 = 6\text{m}$.

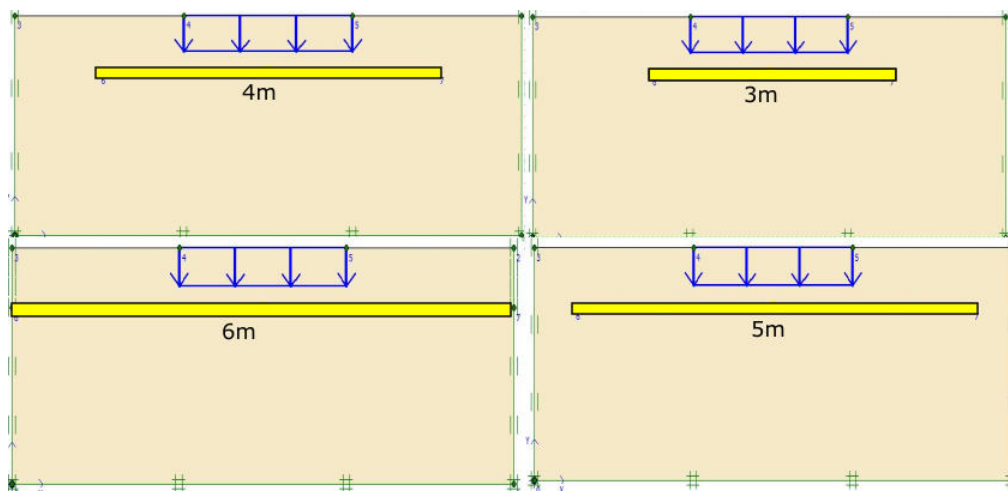


Figure IV.29: les valeurs de variation de la longueur de géogrilles

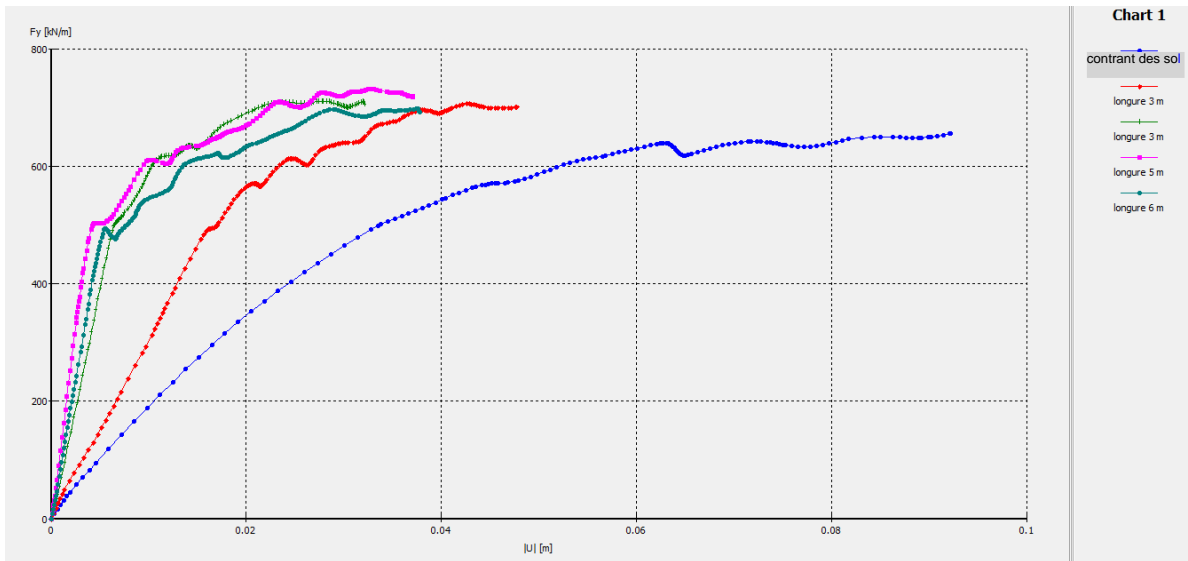


Figure IV.30: Variation de la capacité portante en fonction de nombre des nappes de géogridle

A partir les résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de la capacité portante augmentent avec l'augmentation de la longueur des géogridles.

IV .4 Conclusion:

Dans la première partie de cette analyse, on a proposé un modèle numérique de référence en éléments finis réalisé avec Plaxis 2D pour décrire le comportement d'une fondation filante reposant sur un sable, puis on a validé ce modèle avec des résultats d'autre chercheur.

Ensuite on a fait une étude paramétrique basée sur les paramètres du modèle de référence pour étudier l'influence de paramètres qui influencent l'efficacité de l'amélioration de la capacité portante du sol par la méthode de renforcement par des nappes de géogrilles ainsi que l'importance de chaque paramètre.

A partir des simulations numériques, effectués dans cette étude paramétrique, et les résultats obtenus, les conclusions ci-dessous peuvent être mis en avant :

- Le renforcement par des nappes de géogrilles augmente considérablement la capacité portante du sol
- La capacité portante d'un sol renforcé augmente avec l'augmentation de nombre des nappes de géogrilles.
- La capacité portante d'un sol renforcé augmente avec l'augmentation de la rigidité axiale des nappes de géogrilles.
- La capacité portante d'un sol renforcé augmente avec l'augmentation de la longueur des nappes de géogrilles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Das BM. Larbi-Cherif S. Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand. *Soil and Foundations* 1983.
- [2] [Www.Geosyntheticssociety.Org](http://www.Geosyntheticssociety.Org)
- [3] Karl Terzaghi , 1943 , Theoretical Soil Mechanics. John Wiley ET Sons
- [4] Meyerhof G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, n°1,
- [5] Brinch-Hansen J.,1970. A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28,
- [6] Vesic , A.S, 1973 , Analysis of ultimate Loads of shallow Foundations , *Journal of soil Mechanics and Foundations Division* , American Society of civil Engineers .
- [7] David M. Potts and Lidija Zdravkovic: Finite element analysis in geotechnical engineering. Edition Thomas Telford, 1999.
- [8] Hijiaj M, Lyamine AV, Sloan SW. Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor . *International Journal of Solids and Structures* 2005; **42**(5):1681-1704
- [9] Lymon C. Reese, William M. Isenhower, Shin-Tower Wang; “Analysis and design of shallow and deep foundations”. Edition John Wiley & Sons, Inc. 2006.
- [10] Mesta P. et Prat M. « Ouvrages en interaction ». Hermes science publications, Paris, 1999.
- [11] JP Magnan, N Droniuc, Yves Canepa, Les methodes de calcul de la capacité portante des fondations, FONDSUP 2003
- [12] Fascicule 62 Titre V (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Texte officiel

- [13] Ménard L. (1976) Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils
- [14] Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils,
- [15] <https://theconstructor.org/geotechnical/plate-load-test-bearing-capacity-calculationsoil/13321/>
- [16] Mémoire Mastère géotechnique/Université de khemis milliana/Analyse de la capacité portante du sol et choix du type de fondation/ page 54.
- [17] www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations_superficielles.pdf
-
- [18]https://www.researchgate.net/publication/305661360_Tassement_des_fondations_superficielles_dans_les_sols_fins_a_partir_des_essais_de_penetration_statique_CPT_et_dynamique_DPT
- [19] David M. Potts and Lidija Zdravkovic: Finite element analysis in geotechnical engineering. Edition Thomas Telford, 1999.
- [20] G. Dhatt and G. Touzot. Une présentation de la méthode des éléments finis. Les presses de l'Université Laval, Québec, 1981. 18, 27
- [21] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, scientific manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.