

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : Ayad Chaima

Hamlaoui Zahra Romayssa

**Thème : Renforcement des sols par géosynthétiques
enveloppés (approche expérimentale et modélisation
numérique)**

Sous la direction de : Dr. LAFIFI Brahim

Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

(وَآخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

Avant tout on tient nos remerciement a notre dieu tout puissant de nous avoir donner la foi, la force et le courage.

A travers ce modeste travail, nous tenons à remercier vivement notre promoteur <<Lafifi Brahim>> pour l'intéressante documentation qu'il a misé à notre disposition pour ses conseils précieux et pour toutes les commodités et ainsances qu'il nous a apportées durant notre étude et réalisation de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux messieurs le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation depuis notre premier cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire.

Sans omettre bien sur de remercier profondément à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation du présent travail.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents , qui m'ont encouragée à aller de l'avent et qui donné tout leur amour pour prendre mes études. Aux quels je dois ce que je suis. que dieu les protège .

A mes chères sœurs Nabila Amel Keltoum Noura salsabil

A mon cher frère Karim

Aux enfants de ma sœur : Mouad et Mouhamed Amine

Ama chère binôme Maissa

Pour sa entente et sa sympathie

A tous ceux qu'ils m'ont appris une lettre

Atoutes mes amies surtout Sondes et ma famille de prés et de loin

A tous ceux qu'ils m'ont appris une lettre

Ala mémoire de ma tante et son époux

Puisse Dieu vous avoir en sa miséricorde

Merci

Chaima.



Dédicace

*J*e dédie ce modeste travail à :

*M*es parents , qui m'ont encouragée à aller de l'avant et qui ont donné tout leur amour pour prendre mes études. Aux quels je dois ce que je suis. que dieu les protège .

A mon oncle Aziz et mon cher frère Morsel
pour leur appui et leur encouragement,

A mes chères sœurs Farah et Norssine

A mon cher mari pour vos encouragements et votre soutien moral,

A ma chère binôme Chaima

Pour sa entente et sa sympathie

A toutes mes amies et ma famille de près et de loin

A tous ceux qu'ils m'ont appris une lettre

Merci

Maissa.



Résumé

Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par géosynthétiques. La méthode couramment utilisée pour renforcer le sol consiste en une ou plusieurs nappes de géosynthétiques disposées horizontalement au sein du massif du sol. Cependant, la géométrie du site ne permet pas parfois l'utilisation de cette forme de renforcement. L'objectif de ce travail traite l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles, en utilisant une nouvelle technique de renforcement, il s'agit de l'utilisation de géosynthétiques enveloppés. Pour atteindre cet objectif, un modèle réduit au laboratoire sera confectionné, le sol testé est un sable de dune de densité relative variable. Pour mieux comprendre le comportement de ce type de sol renforcé, une série d'expériences sera réalisée, en variant les dimensions du renforcement enveloppé . Ensuite, la validation de cette étude expérimentale sera achevée par la modélisation numérique des modèles expérimentaux, en utilisant le logiciel par éléments finis Plaxis et la comparaison des résultats expérimentaux et ceux obtenus par modélisation.

Mots clés : renforcement, géosynthétiques enveloppé, modèle réduit, semelles, modélisation numérique, Plaxis.

Abstract

Currently there are many solutions to improve the quality of these soils, including geosynthetic reinforcement techniques. The method commonly used for soil consists of one or more layers of geosynthetics arranged

horizontally within the soil mass. However, the geometry of the site does not allow

sometimes using this form of reinforcement. The objective of this work deals with the improvement of the bearing capacity of shallow foundations, using a new reinforcement technique, it is the use of wrapped geosynthetics. To achieve this objective, a reduced model in the laboratory will be made, the soil tested is dune sand of variable relative density. To better understand the behavior of this type of reinforced soil, a series of experiments will be performed, varying the dimensions of the wrapped reinforcement. Then, the validation of this experimental study will be completed by the numerical modeling of the experimental models, using the finite element software Plaxis and the comparison of the experimental results and those obtained by required.

Keywords: reinforcement, wrapped geosynthetics, scale model, footings, digital modeling, Plaxis.

ملخص

يوجد حاليًا العديد من الحلول لتحسين جودة هذه التربة ، بما في ذلك تقنيات تقوية التربة الصناعية. تتكون الطريقة المستخدمة بشكل شائع للتربة من طبقة أو أكثر من طبقات الأرض الاصطناعية أفقياً داخل كتلة التربة. ومع ذلك ، فإن هندسة الموقع لا تسمح في بعض الأحيان باستخدام هذا الشكل من التعزيز.

يتعامل الهدف من هذا العمل مع تحسين قدرة التحمل للأساسات السطحية ، باستخدام تقنية تقوية جديدة ، وهي استخدام مواد صناعية مغلقة. لتحقيق هذا الهدف ، سيتم عمل نموذج مصغر في المختبر ، التربة التي تم اختبارها هي الكثبان الرملية ذات الكثافة النسبية المتغيرة. لفهم سلوك هذا النوع من التربة المقواة بشكل أفضل ، سيتم إجراء سلسلة من التجارب ، مع تغيير أبعاد التعزيز الملفوف. ثم يتم التحقق من صحة هذه الدراسة التجريبية من خلال النمذجة العددية للنماذج ومقارنة النتائج التجريبية وتلك التي تم الحصول عليها عن (Plaxis) التجريبية باستخدام برنامج العناصر المحدودة. طريق النمذجة

الكلمات المفتاحية: التعزيز ، التركيبات الأرضية المغلقة ، النموذج المصغر ، القواعد ، النمذجة العددية ، البلاكسيس .

Table des matières

Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Table des matières	IV
Liste des symboles	VIII
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XIV
Introduction générale	1

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

I.1.Introduction	4
I.2.Les fondations superficielles	4
I.2.1.Définition	4
I.2.2. Types de fondations superficielles	5
I.2.3 Avantages et inconvénients des fondations superficielles	6
I.2.4. Les fonctions des fondations superficielles	7
I.2.4.1. Comportement des fondations superficielles	7
I.2.4.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	8
I.2.4.3.Types de rupture dans le sol à une charge ultime	9
I.2.5.Les facteurs de la capacité portante	11
I.3. Calculs de la capacité portante des fondations superficielles	11
I.3.1. Définition de la capacité portante	11
I.3.2.Bases conceptuelles des calculs de stabilité	11
I.3.3. Détermination de la contrainte limite(ou de rupture)	12
I.3.3.1. Détermination de q_t à partir des essais de laboratoire(méthode " ϕ -c")	12
I.3.3.2. Méthodes pressiométrique et pénétrométrique	14
I.3.3.2.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard	15
I.3.3.2.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique	18

Table des matières

I.4. Conclusion	21
-----------------	----

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

II.1. Introduction	23
II.2. Généralités sur les géosynthétiques	23
II.3. Différentes types des géosynthétiques	25
II.3.1. Géotextiles	25
II.3.2. Géogrilles	27
II.3.3. Géocomposites	28
II.3.4. Gèofilet	29
II.3.5. Géosynthétiques bentonitique	29
II.3.6. Géosynthétique alvéolaire	30
II.3.7. Géomembrane	30
II.4. Différentes fonctions des géosynthétiques	31
II.4.1. Séparation	31
II.4.2. Filtration	32
II.4.3. Protection	32
II.4.4. Renforcement	33
II.4.5. Drainage	33
II.4.6. Anti-érosion	34
II.4.7. Étanchéité	34
II.4.8. Anti fissuration	34
II.5. Caractérisation des géosynthétiques de renforcement	35
II.5.1. Résistance en traction d'un géosynthétique	35
II.5.2. Caractéristiques de cisaillement à l'interface sol/géosynthétique	35
II.5.3. Caractérisation du fluage d'un géosynthétique	36
II.6. Efforts mesurés dans le renforcement	36
II.7. Déformations mesurées dans le renforcement	37
II.8. Conclusion	37

Table des matières

CHAPITRE III : Caractérisation du sol d'étude et performances

expérimentales

III.1. Introduction	39
III.2. Paramètres a identifié	39
III.3. Classification géotechnique des sols	39
III.3.1. Classification élémentaire	40
III.3.1.1. Classification basée sur la granulométrie	40
III.3.1.2. Classification triangulaire	40
III.3.2. Classification (USCS/LCPC)	41
III.3.3. Classification GTR	42
III.3.4. Classification AASHTO	44
III.4. Essais d'identification au laboratoire	45
III.4.1 La teneur en eau (NF P94-050)	45
III.4.2. Analyse granulométrique (NF P94-056)	46
III.4.3. La masse volumique des particules solides « Méthode du pycnomètre à eau » (NF P94-054)	48
III.4.4. La masse volumique minimale et maximale (NF P94-059)	49
III.4.4.1. Détermination de la masse volumique minimale	49
III.4.4.2. Détermination de la masse volumique maximale	51
III.4.5. L'Equivalent de sable (NF P18-597)	52
III.4.6. L'Essai œdométrique (NF P94-090-1)	54
III.5. Conclusion	57

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

IV.1. Introduction	59
IV.2. Méthodologie expérimentale	59
IV.3. Présentation du modèle physique	60
IV.3.1. Réalisation du modèle expérimental	60
IV.3.1.1. propriétés du sol de fondation	61

Table des matières

IV.3.1.2. Modèle de semelles	62
IV.3.1.3. Modèle de renforcement	62
IV.4. Plan d'expérience	63
IV.5. Résultats et interprétation	65
IV.5.1 Influence du type de couches de renforcement	67
IV.5.2 Influence de la largeur de renforcement	68
IV.5.3. L'influence de la profondeur du renforcement	69
IV.5.4 Influence de l'épaisseur du renforcement	70
IV.5.5 Influence du nombre des couches de renforcement	70
IV.6. Conclusion	71

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

V.1. Présentation du code de calcul Plaxis	74
V.2. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis	74
V.2.1. Modèle élastique linéaire	75
V.2.2. Modèle élastique parfaitement plastique (modèle de Mohr-Coulomb)	75
V.2.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	77
V.2.4. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)	77
V.3. Les éléments de la modélisation	77
V.3.1. Modélisation de sol	77
V.3.2. Plaques	78
V.3.3. Géogrilles	79
V.3.4. Interfaces	79
V.4. Les démarches de Modélisation	80
V.4.1. Entrée des données	80
V.4.2. Le calcul	82
V.4.3. Analyse des Résultats	82
V.5. Procédure de la simulation numérique	82
V.5.1. Présentation du cas étudié	82

Table des matières

V.5.2. Entrée des caractéristiques générales	83
V.5.3. Calculs	85
V.6. Résultats	87
V.7. Influence des paramètres de renforcement	89
V.7.1. Influence du nombre de couches de renforcement (N)	89
V.7.2. Influence de la largeur de la couche de renforcement (b')	89
V.8. Conclusion	90
Conclusion générale et perspective	91
Références bibliographiques	93

Liste des symboles

Liste des symboles

B	Largeur de la fondation
L	Longueur de la fondation
D	Encastrement des fondations
A	Surface de la fondation
S	Le tassement de la fondation
q_l	la charge limite de la semelle
q_a	La contrainte admissible
q_0	La contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation
q_c	la résistance de pointe du pénétromètre statique
q_{ce}	La résistance de pointe équivalente
p_l	la pression limite du pressiomètre Ménard
p_{le}^*	La pression limite nette équivalente
f_s	Coefficient de sécurité
γ_1	Le poids volumique du sol sous la base de la fondation
γ_2	Le poids volumique du sol latéralement à la fondation
N_c	Facteur de capacité portante, terme de cohésion
N_q	Facteur de capacité portante, terme de profondeur
N_γ	Facteur de capacité portante, terme de surface
S_γ	Coefficients de forme de la semelle, terme de cohésion
S_q	Coefficients de forme de la semelle, terme de profondeur
S_c	Coefficients de forme de la semelle, terme de surface
c	La cohésion du sol
φ	L'angle de frottement interne du sol
Ψ	L'angle de dilatance
k_p	Facteur de portance pressiométrique
k_c	Facteur de portance pénétrométrique
D_e	Hauteur d'encastrement équivalente
W	La teneur en eau
C_c	Coefficient de courbature

Liste des symboles

C_u	Coefficient d'uniformité
ρ_s	La masse volumique des particules solides
ρ_w	La masse volumique d'eau
$\rho_{d\ min}$	la masse volumique minimale
$\rho_{d\ max}$	la masse volumique maximale
ES	l'équivalent de sable
Dr	La densité relative
ρ_d	La masse volumique sèche
ρ_h	la masse volumique humide
E_{eod}	Le module oedométrique
B	Largeur des nappes
N	Nombre des nappes de renforcement
U	La distance entre la base de la fondation et la première nappe
S	L'espacement entre les nappes de renforcement
σ	Contrainte normale

Liste des figures

Liste des figures

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

Figure I.1: Fondation superficielle.	5
Figure I.2 : Types de fondations superficielles	6
Figure I.3: Chargement d'une semelle superficielle.	7
Figure I.4: Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle.	8
Figure I.5: Mécanisme général de rupture.	9
Figure I.6: Mécanisme de cisaillement localisé.	10
Figure I.7: Rupture par poinçonnement.	10
Figure I.8 : Définition de la pression limite nette p_{le}^* équivalente dans le cas d'une couche porteuse homogène.	17
Figure I.9 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.	18
Figure I.10 : Définition de la résistance de pointe(ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes.	20

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétique

Figure II.1 : Différents types de géosynthétique.	25
Figure II.2 : Géotextile non tissés.	26
Figure II.3 : Géotextile tissé.	26
Figure II.4 : Géotextile tricoté.	27
Figure II.5 : Géotextile tube.	27
Figure II.6 : Géogrilles uniaxiale et biaxiale.	28
Figure II.7 : Géocomposites.	29
Figure II.8 : Géosynthétique géofilet	29
Figure II.9 : Géosynthétique bentonitique.	30
Figure II.10 : Géosynthétique alvéolaire.	30
Figure II.11 : Géosynthétique géomembranes.	31
Figure II.12 : Le rôle de séparation.	32
Figure II.13 : Le rôle de filtration.	32

Liste des figures

Figure II.14 : Le rôle de protection.	32
Figure II.15 : Le rôle de renforcement.	33
Figure II.16 : Le rôle de drainage.	33
Figure II.17 : Le rôle d'anti-érosion.	34
Figure II.18 : Le rôle d'étanchéité.	34
Figure II.19 : Le rôle d'anti fissuration.	34

CHAPITRE III : Caractérisation du sol d'étude et performance expérimentales

Figure III.1: Classification triangulaire des sols.	41
Figure III.2 : Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC.	42
Figure III.3: Classification routière selon le GTR.	43
Figure III.4: Tableau de classification AASHTO.	45
Figure III.5: Analyse granulométrique par tamisage.	47
Figure III.6: Courbe granulométrique du sable.	48
Figure III.7: Essai pycnomètre à l'eau.	49
Figure III.8: Détermination de la masse volumique minimale.	50
Figure III.9: Détermination de la masse volumique maximale.	51
Figure III.10: Essai équivalent de sable.	53
Figure III.11: Cellule ouverte et cellule fermée, bague œdométrique standard.	54
Figure III.12: Courbe de compressibilité pour le sable moyen.	56

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

Figure IV.1: Présentation du problème à étudier.	60
Figure IV.2: photos du modèle physique.	61
Figure IV.3: photo du modèle de semelle utilisée dans les essais.	62
Figure IV.4: photos du géogrille utilisé dans les essais.	63
Figure IV.5: Technique de remplissage du box du modèle par le sable sur des couches de 10cm d'épaisseur.	65
Figure IV.6: Dispositif de mesure des tassements et de la pression.	65

Liste des figures

Figure IV.7: Capacité portante du sol non renforcé	66
Figure IV.8: Capacité portante du sol non renforcé et renforcé par géogridde enveloppé.	66
Figure IV.9: Influence du type de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).	67
Figure IV.10: Influence de la largeur des couches de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).	68
Figure IV.11: Influence de la profondeur de couche de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).	69
Figure IV.12: Influence de l'épaisseur du renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).	70
Figure IV.13: Influence de nombre des couches du renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).	71

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

Figure V.1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.	74
Figure V.2 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	
Figure V.3 : Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b) (Brinkgreve et al, 2011).	77
Figure V.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments du sol.	78
Figure V.5 : Position des nœuds et des points de contrainte sur les éléments de géogridde à 3 nœuds et à 5 nœuds.	79
Figure V.6 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol : (a) élément à 6 nœud (b) élément à 10 nœuds (Brinkgreve et al. 2011).	80
Figure V.7 : Géométrie du problème pour le sol non renforcé.	83
Figure V.8 : Géométrie du problème pour le sol renforcé.	83
Figure V.9 : Maillage avant le calcul.	85
Figure V.10 : Valeurs des contraintes initiales.	85
Figure V.11 : Menu général de calcul.	86
Figure V.12 : Fenêtre d'évolution de calcul.	87

Liste des figures

Figure V.13 : Validation du modèle numérique par les résultats expérimentaux.	88
Figure V.14 : Validation du modèle numérique pour le cas du sable renforcé.	88
Figure V.15 : Influence du nombre de couches de renforcement sur la capacité portante.	89
Figure V.16 : Influence de la largeur de la couche de renforcement sur la capacité portante.	90

Liste de tableaux

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

Tableau I.1 : Coefficients de la capacité portante.	14
Tableau I.2 : Facteur de la capacité portante suivant DTU. 13.12.	14
Tableau I.3: Définition des catégories conventionnelles des sols.	15
Tableau I.4: Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).	16
Tableau I.5 : Facteur de portance pénétrométrique (fascicule 62-V, 1993).	19
Tableau I.6: Résultats à partir des essais in-situ.	20

CHAPITRE III : Caractérisation du sol d'étude Et performance expérimental

Tableau III.1: Dénomination des fractions granulaires des particules de sols.	40
Tableau III.2: Dénomination des sols fins calcaires.	42
Tableau III.3: Classification routière selon le GTR.	43
Tableau III.4: Définition des classes de sols selon le système AASHTO.	44
Tableau III.5: Calcule de la teneur en eau.	46
Tableau III.6: Calcule du pourcentage passant cumulé.	47
Tableau III.7: Calcule de la masse volumique minimale.	50
Tableau III.8: Calcul de la masse volumique maximale.	52
Tableau III.9: Calcul de l'équivalent de sable.	53
Tableau III.10: Calcule de la masse de l'échantillon.	55
Tableau III.11: Calcul de e_0 pour le moyen.	56
Tableau III.12 : Calcule du module œdométrique.	57

CHAPITRE IV :Présentation et interprétation des résultats

Tableau IV.1 : Paramètres géotechniques du sol.	61
Tableau IV.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques des géosynthétiques.	63
Tableau IV.3 : Niveaux de variation des paramètres de l'étude.	64

**CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats
expérimentaux**

Tableau V.1 : Propriétés du sol (sable lâche).

84

Introduction générale

Avec le développement et l'accroissement urbains et industriels, des terrains avec de bonnes conditions de construction sont moindres, ce qui impose le recours à la construction sur des terrains possédant des caractéristiques géotechniques médiocres. L'implantation des infrastructures de génie civil dans les zones dont le sol est de portance très médiocre est problématique, compte tenu des tassements différentiels importants qui peuvent survenir pendant, et après la construction des ouvrages. Pour résoudre les problèmes associés aux sols de faible capacité portante, une des solutions proposées consiste à renforcer les sols de fondation par des géosynthétiques. C'est une technique qui crée des fondations sûres et économiques pour les ouvrages d'ingénierie.

Dans les cinquante dernières années, un progrès significatif dans la recherche et l'application des sols renforcés par des géosynthétiques a été obtenu. Le concept du sol renforcé par géosynthétiques est basé sur l'existence d'une résistance à la traction des nappes de géosynthétiques et l'interaction sol- géosynthétiques due au frottement et à la cohésion du sol. Les matériaux de renforcement s'étendent du métal rigide à des matériaux géosynthétiques flexibles et peuvent être classifiés en tant que renforcements extensibles ou renforcements inextensibles.

Le renforcement des sols de fondation située sur une couche de sable par géosynthétiques a pour objectif de :

- Augmenter la capacité portante effective sous des semelles superficielles.
- Réduire le tassement différentiel.
- augmenter le coefficient de sécurité de l'ouvrage.

Ce travail de fin d'études, vise à présenter une étude expérimentale sur un modèle réduit et numérique au moyen d'analyses en éléments finis en utilisant le code éléments finis Plaxis, réalisés sur une couche de sable avec et sans nappes de géogrilles enveloppées chargées avec une semelle filante.

Pour cela, l'objectif principal de ce travail est d'étudier l'influence de certains facteurs sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par des géogrilles enveloppées.

Les facteurs qui sont susceptibles d'être considérés dans cette étude sont :

- La largeur de la couche de renforcement (b') ;
- La profondeur de la première nappe de renforcement (u') ;

Introduction général

- L'épaisseur du renforcement (h') ;
- Le nombre des couches de renforcement (N).

Ce travail est divisé en cinq chapitres, dont ce qui suit est un aperçu sur le contenu de chaque chapitre.

- ❖ Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique sur la capacité portante des fondations superficielles. La définition des fondations superficielles, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture de ces fondations et aussi les différentes méthodes de calcul de la capacité portante ont été présentés dans ce chapitre.
- ❖ Le deuxième chapitre présente les différents types des géosynthétiques, ainsi leurs applications dans le renforcement des sols à faible portance.
- ❖ Dans le troisième chapitre, est présentée une étude de caractérisation du sol d'étude, conformément aux différents systèmes de classification des sols (GTR et USCS...). Il présente également les principaux essais d'identification réalisés sur le sol d'étude.
- ❖ Le chapitre quatre présente en détail le modèle expérimental utilisé dans cette étude, ainsi la présentation et l'interprétation des différents résultats expérimentaux, afin de quantifier l'influence des paramètres testés au cours de cette étude sur la capacité portante des semelles superficielles renforcées par des nappes de géogrilles.
- ❖ Le cinquième chapitre est consacré à la description générale de l'outil de calcul (Plaxis) ainsi que le modèle de comportement utilisé dans la présente étude (modèle de Mohr Coulomb). Les résultats obtenus sont également présentés et analysés dans ce chapitre. L'interprétation des résultats fait également appel aux résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits disponibles avec lesquels les résultats numériques obtenus dans le cadre de ce mémoire sont comparés.

Enfin les conclusions principales tirées de cette étude, ainsi les perspectives pour les futurs travaux ont été présentées à la fin de ce mémoire comme conclusion général.

CHAPITRE I

Capacité portante des fondations superficielles

I.1 Introduction

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées qui transmettent les charges au niveau des couches proches de la surface. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au-dessus de cette profondeur critique. Elle est réalisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante.

Pour réaliser une construction dans n'importe quel site, la première étape est de faire une reconnaissance géotechnique du sol support, pour savoir sa portance et sa composition afin de définir le type de fondation.

La fondation est l'élément le plus bas dans la structure qui transmet toutes les charges provenant de la superstructure au sol d'assise résistant. On peut dire que la profondeur du sol support résistant (l'encastrement de la fondation) est le paramètre qui définit le type de fondation.

I.2. Les fondations superficielles

I.2.1. Définition

La fondation superficielle est une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastée.

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

- Les fondations superficielles se forment comme suit : le niveau du fond de fouille est le sol d'assise de la fondation, c'est-à-dire le sol capable de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

Aussi On appelle fondations superficielles, toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol de fondation n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur B (ou le plus petit côté B) :

$D/B < 4$ fondation superficielle (semelles filantes ou isolées, radiers) ;

$4 \leq D/B < 10$ fondations semi-profondes (puits) ;

$D/B \geq 10$ fondations profondes (pieux).

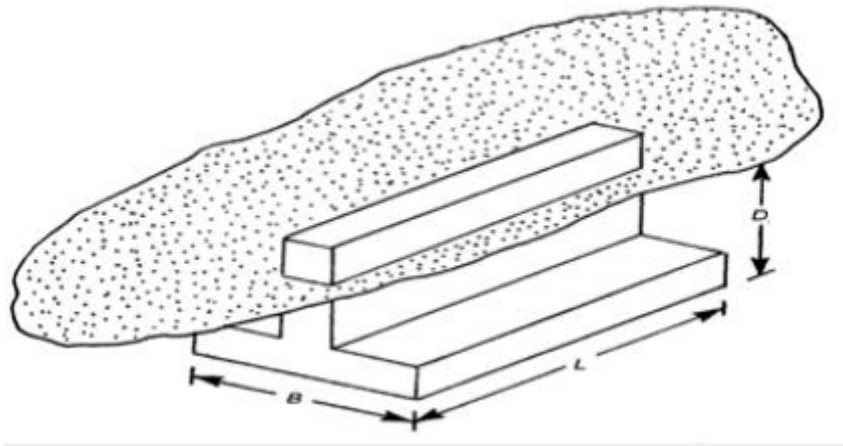


Figure I.1 : Fondation superficielle.

I.2.2 Types de fondations superficielles

Il existe trois types de fondations superficielles : les semelles filantes, les semelles isolées, les radier.

A. Les semelles filantes

Sont les fondations des voiles. Placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés, généralement de largeur modeste B (au plus quelques mètres) et de grande longueur L , lorsque $L/B > 10$, elle supporte des poteaux, ou des murs. ;

La semelle filante ou encore semelle continue est l'une des fondations les plus utilisées parmi les différentes fondations superficielles, étant donné que celle-ci se situe en dessous des murs porteurs.

B. Les semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :

Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).

C. Les radiers

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

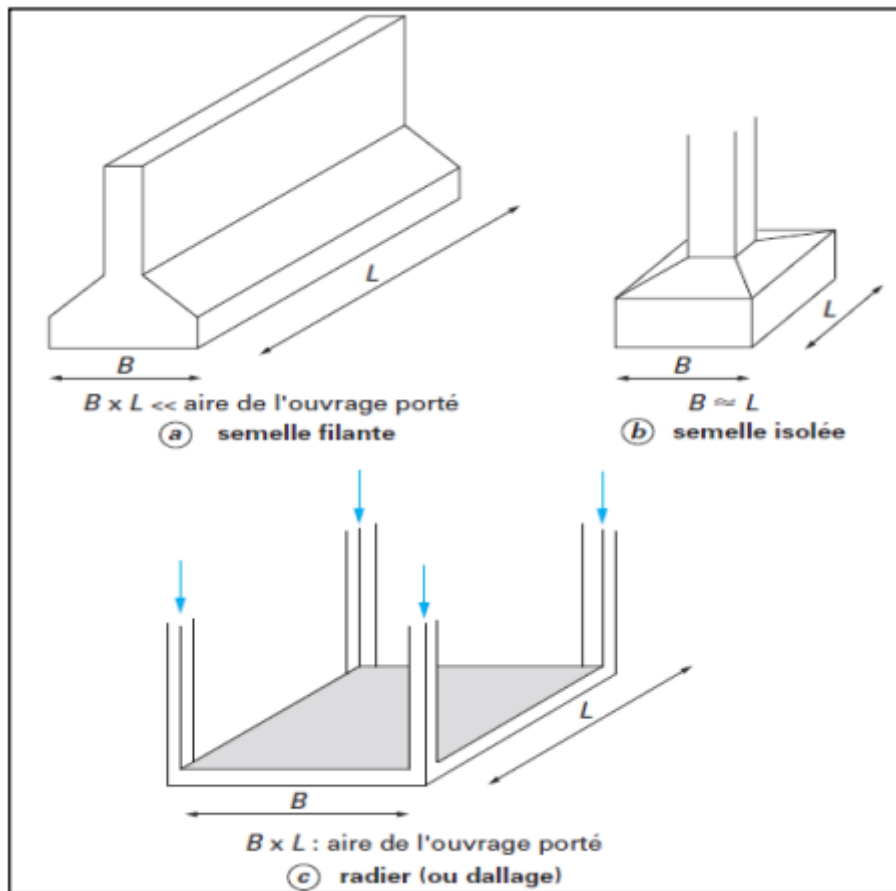


Figure I.2 : Type de fondations superficielles.

I.2.3 Avantages et inconvénients des fondations superficielles

■ Avantages

- Coût ;
- Procédure de construction ;
- Matériaux ;
- Travail.

■ Inconvénients

- Tassements ;
- Capacité limitée ; interface sol-Structure ;
- Surface du sol irrégulier (pente, mur de soutènement) ;
- Capacité réduite si elle est soumise au retrait, moment, torsion.

I.2.4 Les fonctions des fondations

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

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

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

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

I.2.4.1 Comportement des fondations superficielles

Lors du chargement d'une fondation superficielle, le sol se comporte comme illustré sur la Figure I.3

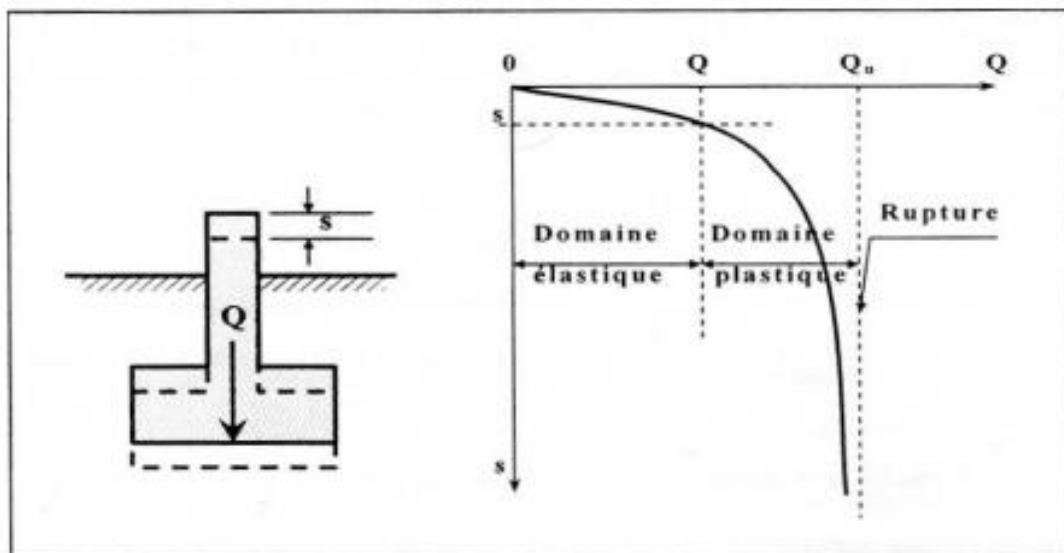


Figure I.3 : Chargement d'une semelle superficielle.

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

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

A : l'aire de la semelle,

La contrainte de rupture de la semelle est :

$$q_l = \frac{Q_l}{A} \quad (\text{I.1}).$$

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

On constate sur la figure (I.5) que q_a devra dépendre de deux conditions :

- Un critère de rupture :

$$q_a = \frac{q_l}{f_s} \quad (\text{I.2}).$$

Avec f_s : coefficient de sécurité généralement pris égale à 3 La contrainte admissible devra, en effet, être telle que tout risque de rupture est évité.

- Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol q_a , cette semelle tassera de la valeur S (figure I.3).

I.2.4.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre élastique.

Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol est en état d'équilibre plastique. Au moment de la rupture on peut distinguer sous une semelle trois zones principales (figure I.4).

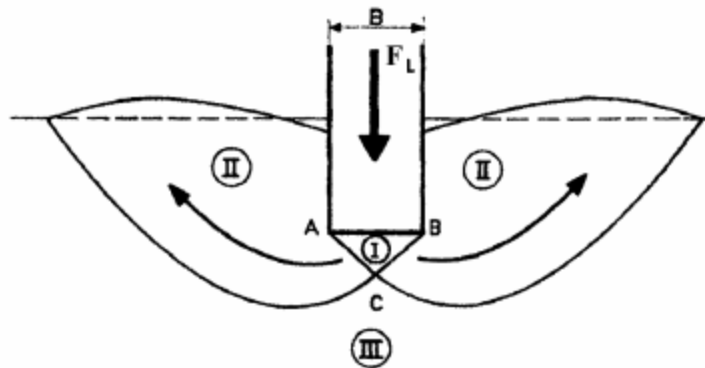


Figure I.4 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle.

- **Zone I** : située directement sous la semelle, limitée par les points A, B ; C, forme un coin; Le sol est fortement comprimé, elle se déplace avec la fondation et fait corps avec elle.
- **Zone II** : le sol est refoulé vers la surface, les déplacements et cisaillements sont très importants et il se produit une rupture généralisée dans cette zone.
- **Zone III** : le sol est pas ou peu perturbé par la rupture (sol dans le domaine élastique).

NB : le sol dans les Zone I et Zone II en rupture.

Comme une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement.

I.2.4.3. Types de rupture dans le sol à une charge ultime

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol (Vesic, 1963) :

- **Un mécanisme général**

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

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols résistants (figure I.5).

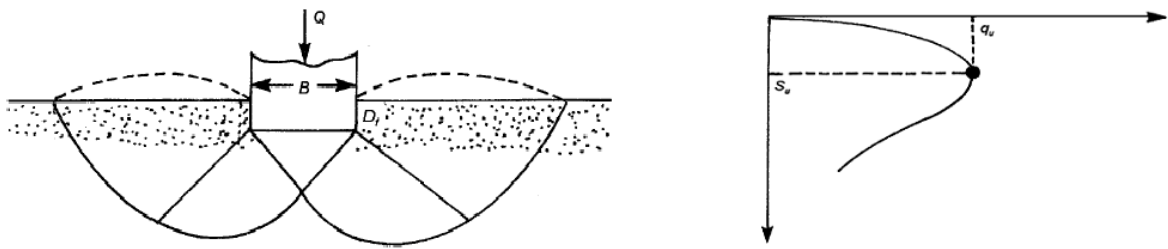


Figure I.5 Mécanisme général de rupture.

- **Un mécanisme de cisaillement localisé**

Qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important.

C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (figure I.6).

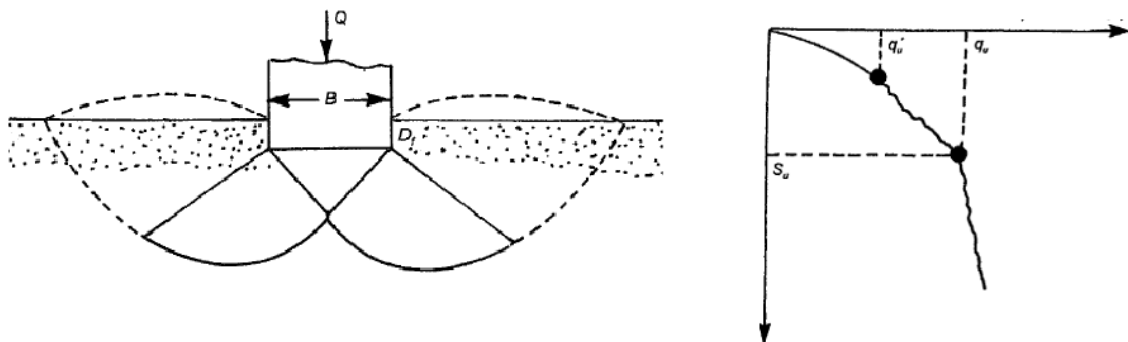


Figure I.6: Mécanisme de cisaillement localisé.

- **Une rupture par poinçonnement**

La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation.

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

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement 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 (figure I.7).

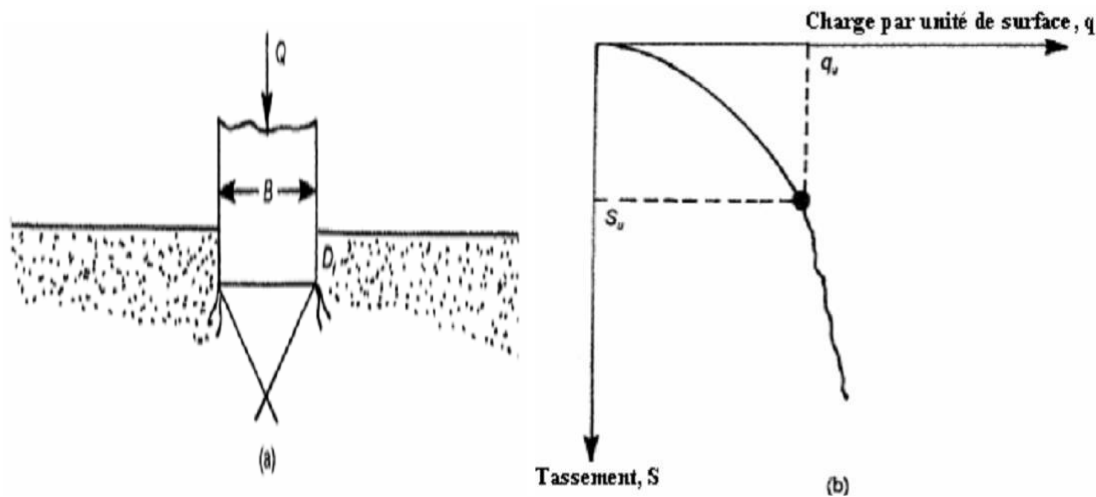


Figure I.7: Rupture par poinçonnement.

I.2.5. Les facteurs de la capacité portante

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. On distingue :

- La forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires) ;
- L'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus) ;
- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant) ;
- Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse) ;
- Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée) ;
- L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

I.3 Calculs de la capacité portante des fondations superficielles

La capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ. Parfois la détermination de la capacité portante est effectuée à partir d'essai de chargement, mais ceci est très rare pour les fondations superficielles.

I.3.1. Définition de la capacité portante

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

I.3.2. Bases conceptuelles des calculs de stabilité

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de quatre façons différentes :

- Par analyse d'équilibre limite ;
- Par analyse limite ;
- Par des calculs en déformations et ;
- Par des corrélations avec des essais en place.

• Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $C - \varphi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-dire à partir de la pression limite « p_l » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT. Dans ce qui suit seule la première méthode sera abordée.

- **Semelle filante, charge verticale et centrée :**
- Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- Charge verticale centrée « Q » (par mètre linéaire).

I.3.3. Détermination de la contrainte limite(ou de rupture)

La capacité portante est déterminée à partir des caractéristiques du sol sur lequel elle repose. q_l est déterminée par deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit :

Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c - \varphi$ ») ;

Les méthodes à partir des résultats des essais in situ à partir de la pression limite p_l , du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT (tests de pénétration au cône).

Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons la méthode à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (Standard Pénétration Test : SPT).

I.3.3.1. Détermination de q_l à partir des essais de laboratoire (méthode " ϕ -c")

En 1943 Terzaghi améliora la solution de (Prandtl 1920) pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance: la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi).

L'essai à la boîte de cisaillement ou l'essai triaxial permettent de déterminer l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion c d'un sol. La contrainte limite ultime, pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale est déterminée par la formule de superposition de TERZAGHI.

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q \gamma_2 D N_q + S_c c N_c \quad (I.3).$$

Avec:

q_l : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

S_γ, S_q, S_c : Coefficients de forme de la semelle ;

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance (fonction de ϕ) ;

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

c : Cohésion du sol sous la base de fondation.

En présence d'une charge q verticale latérale à la fondation, la formule devient :

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q (\gamma_2 D + q) N_q + S_c c N_c \quad (I.4).$$

La formule comporte trois termes :

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

Le premier terme $S_\gamma \gamma_1$ et N_γ appelé terme de surface (ou de pesanteur), proportionnel à la largeur B. C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement,

Le deuxième terme cN_c appelé terme de cohésion, proportionnel à la cohésion c. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant.

Le troisième terme $(\gamma_2 D + q)N_q$ est le terme de surcharge de profondeur, proportionnel à la profondeur D. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_1 est le poids volumique du sol latéralement à la fondation et au dessus du niveau de base).

$D = 0$: pour une fondation dont la base est en contacte directe avec la surface du sol.

Pour une semelle filante $S_\gamma = S_q = S_c = 1$ et la formule devient :

$$\text{Sans surcharge : } q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + c N_c \quad (\text{I.5}).$$

$$\text{Avec surcharge } q : q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + (\gamma_2 D + q) N_q + c N_c \quad (\text{I.6}).$$

- Pour une semelle isolée :

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}; \quad S_q = 1; \quad S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} \quad (\text{I.7}).$$

Selon le DTU 13.12, ces coefficients prennent les valeurs suivantes :

Tableau I.1 : Coefficients de la capacité portante.

Forme	S_γ	S_q	S_c
Carrée	0.8	1	1.2
Circulaire	0.6	1	1.3

Les valeurs des facteurs de portance N_γ , N_q et N_c selon DTU. 13.12 sont encadrés ci-dessous :

Tableau I.2 : Facteur de la capacité portante suivant DTU. 13.12.

$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_γ	N_q
0	5.14	0	1.00
5	6.50	0.10	1.60
10	8.40	0.50	2.50
15	11.00	1.40	4.00
20	14.80	3.50	6.40
25	20.70	8.10	10.70

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

30	30.00	18.10	18.40
35	46.00	41.10	33.30
40	75.30	100.00	34.20
45	134.00	254.00	135.00

I.3.3.2. Méthodes pressiométrique et pénétrométrique

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 pressiomètre 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.

La méthode pour conduire et interpréter les essais pressiométriques et pénétrométrique est donnée par les normes de l'AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique Ménard, et NF P 94-113 pour l'essai de pénétration statique.

I.3.3.2.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

a) Classification des sols

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard et du pénétromètre statique, on distingue les catégories de sols suivantes :

Tableau I.3: Définition des catégories conventionnelles des sols.

Classe de sol		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argile, limons	A- Argile et limons mous	<0.7	<3.0
	B- Argile et limons fermes	1.2à2.0	3.0à6.0
	C- Argiles très fermes à dures	>2.5	>6.0

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

Sables, Graves	A- Lâches	<0.5	<5
	B- Moyennement compacts	1.0à2.0	8.0à15.0
	C- Compacts	>2.5	>20.0
Craies	A- Molles	<7	<5
	B- Altérées	1.0à2.5	>5
	C- compactes	>3	
Marnes	A- Tender	1.5à4.0	
	B- compacts	>4.5	
Roches	A- Altérées	2.5à4.0	
	B- Fragmentées	>4.5	

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V (1993), définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau I.3, en fonction de la pression limite P_l mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

b) Charge verticale centrée

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p p_{le}^* \quad (\text{I.8}).$$

Tableau I.4: Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).

Type de sol	Expression de k_p	$k_p \max$ (semelle carrée)	$k_p \max$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1.30	1.10
Argiles et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1.50	1.22
Argiles C	$0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1.80	1.40

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

Sables A	$\left[1 + 0.35\left(0.6 + 0.4\frac{B}{L}\right)\frac{De}{B}\right]$	1.88	1.53
Sables et Graves B	$\left[1 + 0.50\left(0.6 + 0.4\frac{B}{L}\right)\frac{De}{B}\right]$	2.25	1.75
Sables et Graves C	$\left[1 + 0.80\left(0.6 + 0.4\frac{B}{L}\right)\frac{De}{B}\right]$	3.00	2.20
Craies B et C	$1.3\left[1 + 0.27\left(0.6 + 0.4\frac{B}{L}\right)\frac{De}{B}\right]$	2.18	1.83
Marnes, Marno_calcaires, Roches altérées	$\left[1 + 0.27\left(0.6 + 0.4\frac{B}{L}\right)\frac{De}{B}\right]$	1.68	1.41

Avec :

q_l : Contrainte de rupture ;

q_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux) ;

k_p : Facteur de portance pressiométrique ;

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

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 k_p sont données par le tableau I.4 :

c) Pression limite nette équivalente au pressiomètre Ménard

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 et l'on prend pour pression limite nette équivalente la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la figure(I .8) ci-dessous :

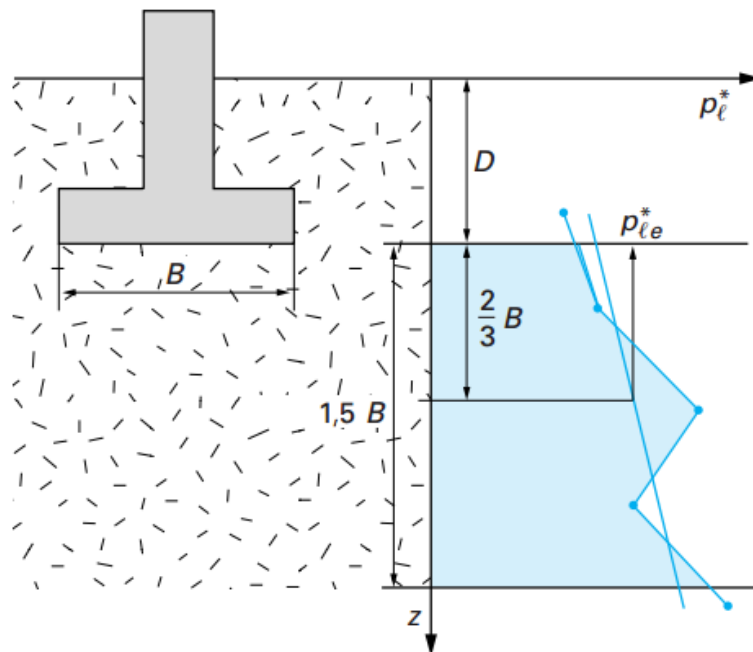


Figure I.8 : Définition de la pression limite nette p_{le}^* équivalente dans le cas d'une couche porteuse homogène.

a) Hauteur d'encastrement équivalente D_e

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place. Si l'on considère la courbe représentant, la pression limite en fonction de la profondeur z (figures I.9 ci-dessous) :

La hauteur d'encastrement équivalente D_e dans le cas d'un pressiomètre est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_{le}^*(z) dz \quad (I.9).$$

p_{le}^* : Étant la pression limite nette équivalente définie ci-après.

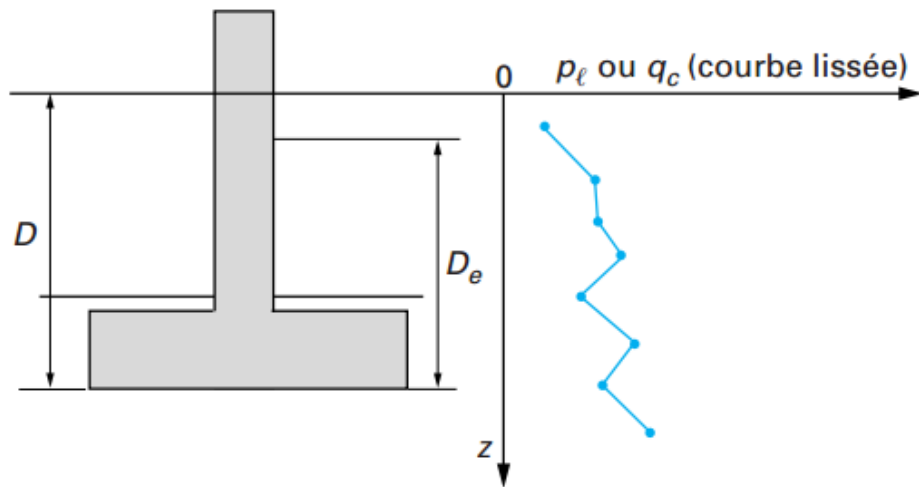


Figure I.9 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.

La pression limite nette: $p_l^* = p_l - p_0$ (I.10).

p_l : Pression limite mesurée,

p_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai.

I.3.3.2.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique

Le fascicule 62, titre V (1993) propose pour le calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration statique CPT, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard :

$$q_l = q_0 + k_c q_{ce} \quad (\text{I.11}).$$

Avec

q_l : Contrainte de rupture,

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

k_c : Facteur de portance pénétrométrique,

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente.

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 k_c sont données par le tableau I.5:

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

Tableau I.5 : Facteur de portance pénétrométrique (fascicule 62-V, 1993).

Type de sol	Expression de k_c	k_c max (semelle carrée)	k_c max (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0.32 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.60	0.49
Sables A	$0.14 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.26	0.21
Sables et Graves B	$0.11 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.25	0.19
Sables et Graves C	$0.08 \left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.24	0.18
Craies B	$0.17 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.29	0.24

a). Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT)

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une couche $q_c(Z)$ lissée, par (figure I.10):

$$q_c = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(Z) dz \quad (\text{I.12}).$$

Avec : q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1.3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(Z) dz \quad (\text{I.13}).$$

Avec :

$$a = \frac{B}{2} \text{si } B > 1m,$$

$$a = 0.2m \text{si } B < 1m,$$

$B = \min(a, h)$, où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

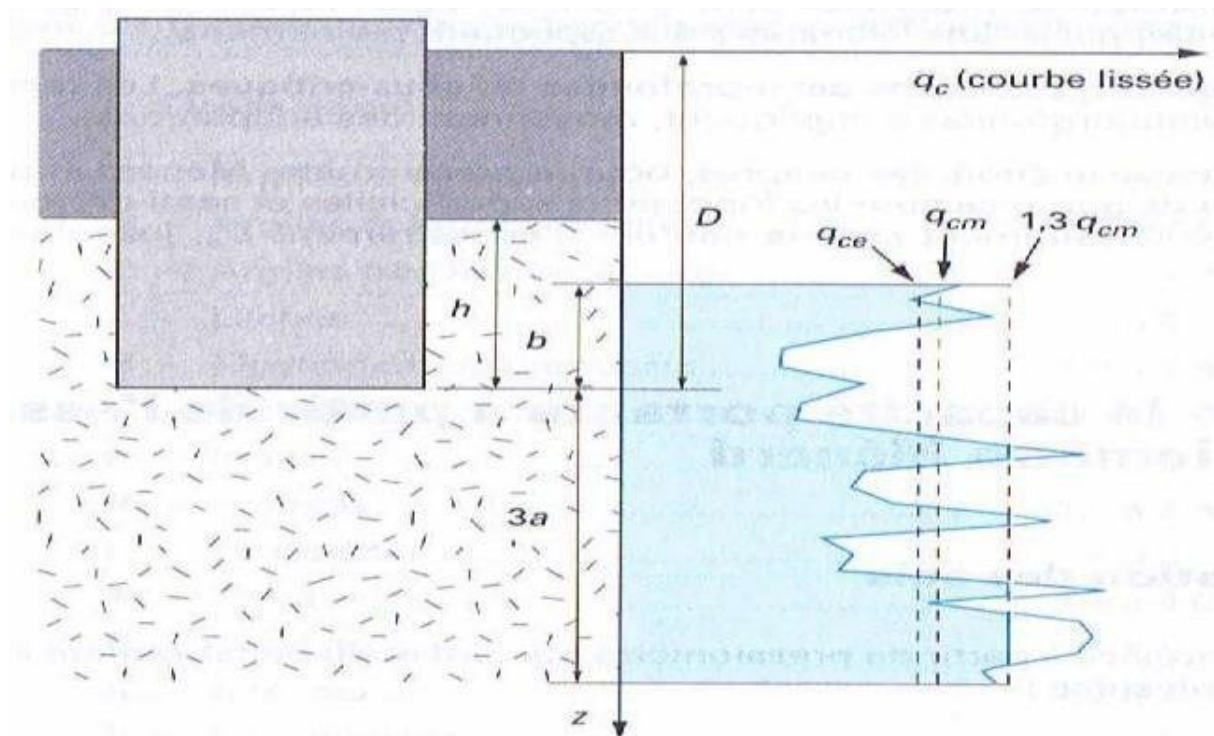


Figure I.10 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes.

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement êtres 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.

Tableau I.6: Résultats à partir des essais in-situ.

Catégorie	Types des roches et de sols	Capacité portante admissible (KN/m^2)
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	>600
//	Gravier dense moyen, sable et gravier denses moyens	200 à 600
//	Gravier lâche, ou sable et gravier lâches	<200
//	Sable compact	>300
//	Sable dense moyen	100 à 300
//	Sable lâche	<100 dépendent dessus

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

		degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus 'bold' très raides et argiles dures	300 à 600
//	Argiles raides	150 à 300
//	Argiles et vases molles	<75
//	Argile ferme	75 à 150

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.

I.4 Conclusion

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Les méthodes classiques qui existent, pour la détermination de la capacité portante sont basées sur l'équilibre limite utilisent des hypothèses simplificatrices et souffrent de quelques difficultés et critiques. Toutes ces difficultés et critiques font appel à d'autres techniques pour résoudre ce problème.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes :

La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante. le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

CHAPITRE II

Renforcement des sols de fondation par gèosynthetique

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

II.1. Introduction

L'utilisation des géosynthétiques est aujourd'hui très répandue dans le domaine du génie civil surtout en géotechnique. Les géosynthétiques sont mis en application depuis plus d'une trentaine d'années dans des domaines d'emploi variés : drainage, filtrage, séparation, renforcement des talus et de chaussées, protection contre l'érosion, ...etc.

L'utilisation de géosynthétiques en Algérie reste très limitée malgré le progrès que vient d'avoir notre pays pendant la dernière décennie dans le domaine, pour cela les ingénieurs ou les géotechniciens ont pris le temps dans la recherche pour créer des techniques d'amélioration et de renforcement qu'elles soient des solutions pour ses mauvais sols dans l'objectif de diminuer les tassements total ou partielle, augmenter la capacité portante. Ces techniques interviennent par l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol et parfois un renforcement seulement avec un ajout d'inclusion et aussi son mode de fonctionnement est différent selon la nature du sol. Parmi ces techniques d'amélioration et de renforcement on a les géosynthétiques.

Ce chapitre nous représente des généralités concernant les géosynthétiques et leurs familles, aussi nous citerons les différentes fonctions des géosynthétiques...

II.2. Généralités sur les géosynthétiques

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans des différents domaines, tels que la construction routière, les ouvrages souterrains, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviations...etc.

Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. Holtz (2001) rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliards de m². En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

De nos jours, les fonctions remplies par les géosynthétiques, spécifiquement dans le domaine du génie civil, sont :

- la séparation des sols ;
- le renforcement des structures (horizontale et verticale) ;
- le drainage des liquides ;
- la filtration des sols ;
- l'imperméabilisation des ouvrages ;
- le contrôle de l'érosion ;
- la protection des ouvrages ;

Les géosynthétiques de renforcement des sols sont employés dans les ouvrages géotechniques depuis plus de quarante ans. Leur domaine d'application est très vaste puisqu'ils peuvent être installés :

- sur des talus d'ouvrages hydrauliques ou d'installations de stockage de déchets ;
- à la base de remblai construit sur :
 - sol compressible ;
 - sur zone à risque de cavité ;
 - sol amélioré par inclusions rigides ;

Leurs applications sont parfaitement documentées, les caractéristiques techniques maîtrisées et en perpétuelle évolution pour s'adapter aux besoins changeant de la société. De nombreux documents, guides de sélection, plan et coupe type issus du législateur servent désormais de cadre de référence dans le domaine de la spécification des ouvrages utilisant des géosynthétiques.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

II.3. Différents types des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique (polyéthylène, polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation.

II.3.1. Géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles en polymères (naturels ou synthétiques), plans, perméables, pouvant être non-tissés, tricotes ou tisses, utilisés en contact avec un sol et/ou d'autres matériaux pour les applications géotechniques et de génie civil.

Les principaux polymères utilisés pour la fabrication de géotextiles sont :

- le polyéthylène (PE) ;
- le polyamide (PA) ;
- le polyester (PET) ;
- le polypropylène (PP) ;

Ces polymères ont des propriétés différentes et le choix d'un géotextile peut être motivé dans certains cas par le type du polymère. Parmi les géotextiles, on distingue



Figure II.1 : Différents types de géosynthétique.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

a. Géotextile non tissé

C'est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée un voile ou d'une nappe de fibre, orientée selon une direction ou distribuée aléatoirement:

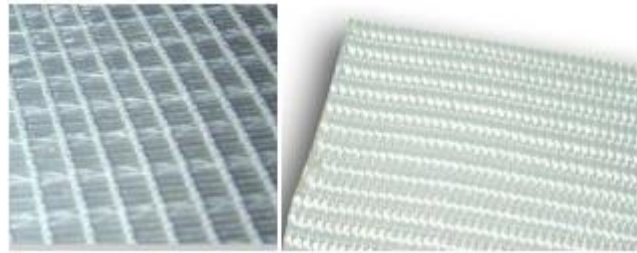


Figure II.2 : Géotextile non tissé.

b. Géotextile tissé

Les tissés sont soit des tissés de fils mono filaments, soit des tissés de fils multi filaments dont chaque fil est constitué de plusieurs brins élémentaires soit des tissés de bandelettes de films extrudés à base de polyéthylène, ou de polypropylène. Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique cependant il entraîne une anisotropie en plan.

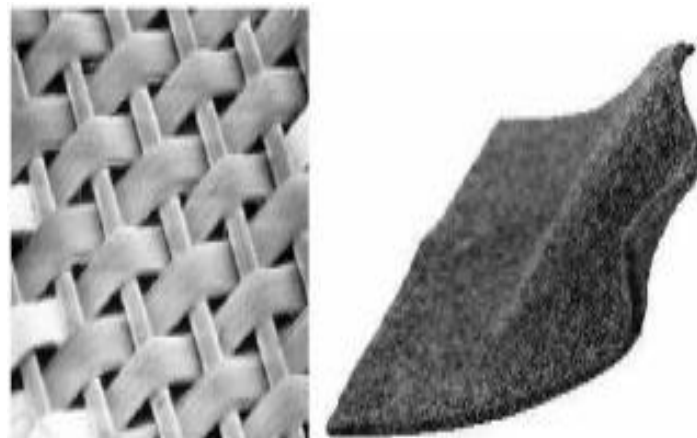


Figure II.3 : Géotextile tissé.

c. Géotextile tricoté

C'est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

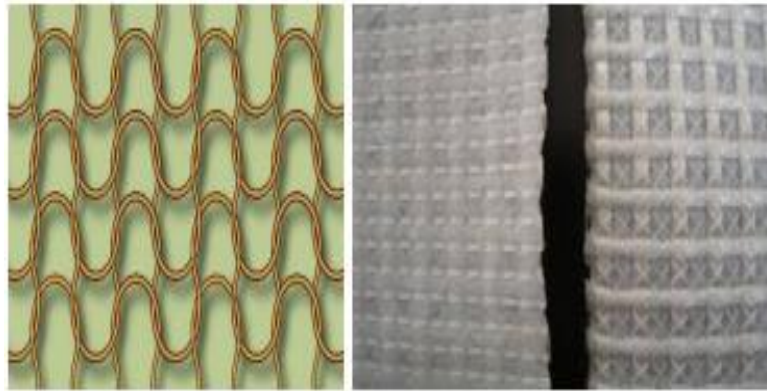


Figure II.4 : Géotextile tricoté.

D. Géotextile tube (géo tuyaux)

C'est un géotextile en forme de tube tissé sur un métier circulaire. L'emploi d'un géotextile tube présente des avantages pour les fondations sur colonnes ballastées, et sont couramment utilisés en installation de stockage de déchets.



Figure II.5 : Géotextile tube.

II.3.2. Géogrilles

Les Géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille. Pour obtenir l'effet de renforcement il est nécessaire que les gros éléments s'imbriquent de la moitié de leur volume dans la maille.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

Les géogrilles sont le plus souvent utilisées pour le renforcement de sols peu cohérents avec un squelette de granulométrie élevés. On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales.

a) Mono-axiale : la résistance à la traction est plus importante dans un sens longitudinal que dans l'autre.

b). Bi-axiale : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

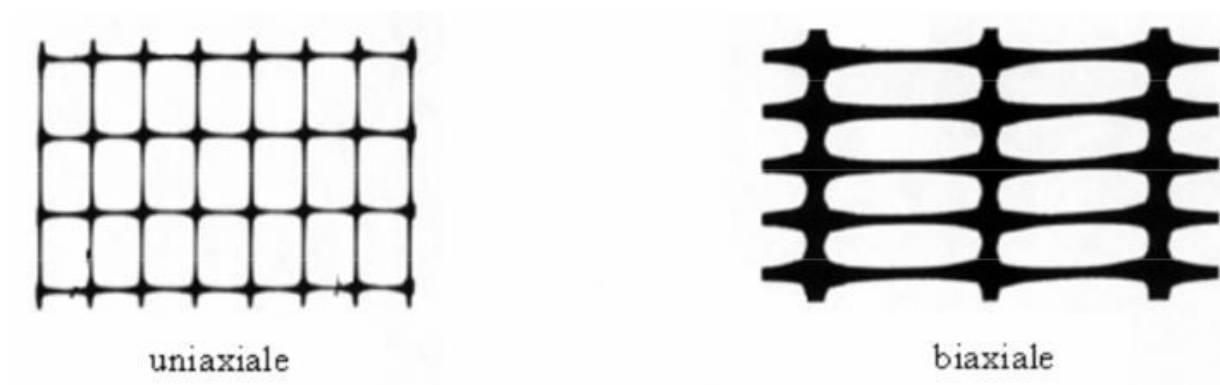


Figure II.6 : Géogrilles uniaxiale et biaxiale.

II.3.3. Géocomposites

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

Un géocomposite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés liés par couture ou soudure thermique.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

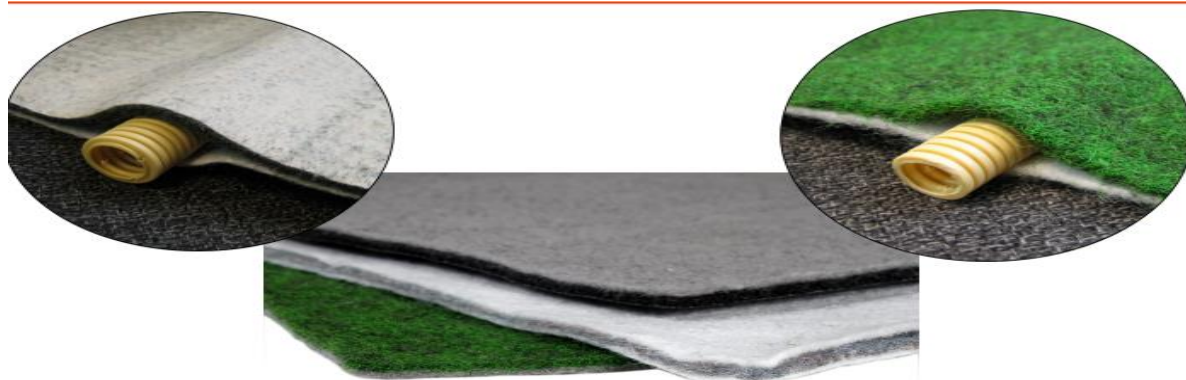


Figure II.7 : Géocomposites.

II.3.4 Gèofilet

C'est un géosynthétique constitué d'ensemble de tiges parallèles et superposés entièrement reliés à d'autres ensembles similaires selon des angles variables. Dans le cas d'un gèofilet le liage est constitué par des nœuds, les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides.



Figure II.8 : géosynthétique gèofilet.

II.3.5 Géosynthétiques bentonitiques

Sont des Géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB) à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géomembrane.

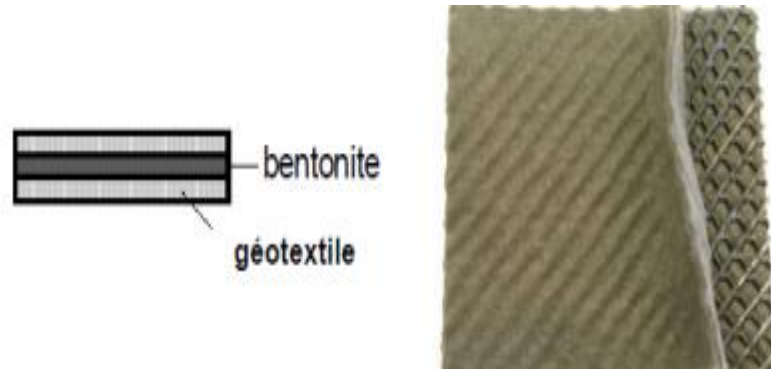


Figure II.9 : géosynthétique bentonitiques.

II.3.6 Géosynthétique alvéolaire

Sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyoléfiniques larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses des géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.



Figure II.10 : géosynthétique alvéolaire.

II.3.7. Géomembrane

Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, La principale application des géomembranes est donc de

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

constituer une barrière étanche soit entre un sol et un fluide, soit entre un sol et un gaz, et sont utilisés pour l'installation de stockage de déchets.



Figure II.11 : géosynthétique géomembranes.

II.4. Différentes fonctions des géosynthétiques

Les principales fonctions assurées par les géosynthétiques sont :

- la séparation ;
- la protection ;
- la filtration ;
- le drainage ;
- le renforcement ;
- l'étanchéité ;
- l'anti-érosion.

Chaque géosynthétique assure en général une fonction précise. Cependant, certains géosynthétiques peuvent assurer plusieurs fonctions simultanément.

II.4.1. Séparation

Les géotextiles ont été développés à l'origine pour séparer deux couches de sols de caractéristiques différentes : couche de forme avec un matériau d'apport ou deux matériaux d'apport. La fonction de séparation est assurée par tout type de géotextile quelle(s) que soi(en)t leur(s) autre(s) fonction(s). Le dimensionnement d'un géotextile de séparation passe par la caractérisation :

- de sa résistance à la traction ;
- de son allongement à l'effort maximum ;

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

– de son ouverture de filtration.

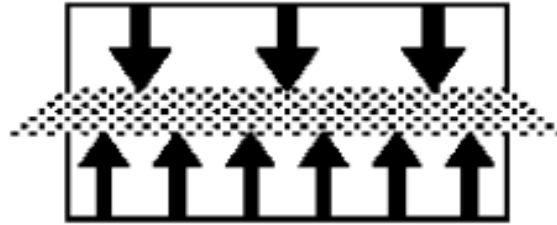


Figure II.12 : le rôle de Séparation.

II.4.2. Filtration

Le rôle du filtre géosynthétique consiste à retenir les éléments du sol tout en laissant passer l'eau. Cette fonction est souvent associée à celle de séparation dans le cas, par exemple, de construction d'ouvrages sur sols mous humides. Mais, on la retrouve principalement dans les systèmes de drainages où le géosynthétique doit permettre le passage de l'eau de la zone à drainer vers le drain, en gravier, sous forme de tube drainant, voire de géosynthétique, tout en évitant la contamination du drain par des particules fines du sol environnant, ainsi que l'érosion régressive du terrain à l'amont du drain.



Figure II.13 : le rôle de Filtration.

II.4.3. Protection

Cette fonction est utilisée essentiellement lors de l'utilisation d'une géomembrane. Des essais permettent d'évaluer la protection de la géomembrane par l'interposition d'un géosynthétique de protection et l'endommagement subi pendant la mise en œuvre de la couche granulaire.

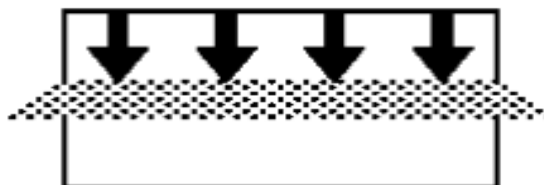


Figure II.14 : le rôle de Protection.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

II.4.4. Renforcement

Les géosynthétiques sont utilisés en une ou plusieurs nappes superposées, permettent, grâce à leur résistance mécanique élevée dans une ou plusieurs directions, de reprendre les efforts de traction du sol et de limiter les déformations. Ils permettent ainsi le renforcement des sols à faible portance, jouent le rôle d'armatures dans des ouvrages en terre, préviennent les effondrements ou stabilisent les terrains susceptibles de glissement.

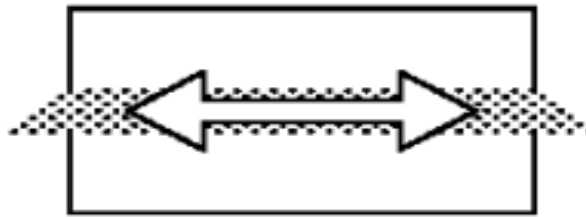


Figure II.15 : le rôle de Renforcement.

II.4.5. Drainage

Dans les ouvrages de génie civil, le rôle du drainage est de :

- rabattre les nappes ;
- contrôler les écoulements intermittents ;
- diminuer et maîtriser les pressions d'eau ;
- accélérer les phénomènes de consolidation ;
- évacuer les eaux de ruissellement.

L'efficacité et la pérennité des systèmes de drainage sont assurées par l'association d'un drain et d'un filtre. Le rôle du drain est de recueillir et d'évacuer les débits collectes. La fonction drainage est donc toujours associée à celle de filtration.



Figure II.16 : le rôle de Drainage.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

II.4.6. Anti-érosion

L'érosion pluviale des sols pentus est un problème récurrent lors de la construction d'ouvrages géotechniques faisant apparaître des pentes. Une méthode simple pour diminuer cette érosion est de végétaliser la pente. Le problème de l'érosion se pose donc avant que l'enherbement soit effectif. Pour limiter l'érosion avant que l'enherbement soit effectif, on peut disposer sur les sols pentus des dispositifs géosynthétiques.



Figure II.17 : le rôle de Anti-érosion.

II.4.7. Étanchéité

La fonction étanchéité est assurée par une géomembrane ou un géosynthétique bentonitique. L'étanchéité est définie comme la prévention ou la limitation de la migration de fluides.



Figure II.18 : le rôle de étanchéité.

II.4.8. Anti fissuration

« Empêche » et retarde les remontées des fissures

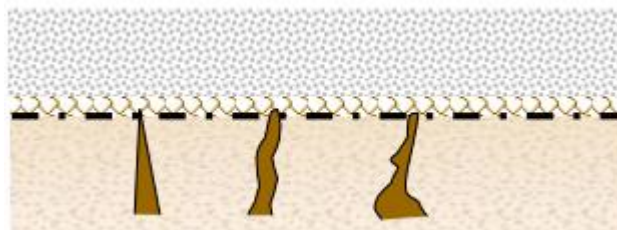


Figure II.19 : le rôle de Anti fissuration.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

II.5. Caractérisation des géosynthétiques de renforcement

Sur le plan mécanique, les géosynthétiques de renforcement sont caractérisés par différents essais normalisés, dont les principaux sont présentés ici : résistance en traction, frottement à l'interface, et fluage. De nombreux autres essais de caractérisation existent, comprenant la détermination des caractéristiques et spécificités suivantes à partir d'essais de laboratoire normalisés : épaisseur, masse surfacique, poinçonnement, perforation dynamique, perméabilité, ouverture de filtration, capacité de débit dans le plan...

II.5.1. Résistance en traction d'un géosynthétique

La résistance en traction d'un géosynthétique est définie par la norme NF EN ISO 10319. Un minimum de 5 éprouvettes en sens production et 5 éprouvettes en sens travers sont préparées conformément à l'ISO 9862. Ces éprouvettes ont une largeur nominale de $200 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$, une longueur suffisante pour garantir une distance de 100 mm entre les mors de la machine d'essai de traction, et comportent des repères pour les mesures d'allongement. Une fois l'éprouvette montée sur les mors, ceux-ci sont écartés à une vitesse constante de manière à obtenir une vitesse de déformation de $20 \pm 5 \text{ \%}/\text{min}$. Un dispositif spécifique (extensomètre, caméra, etc.) permet alors de mesurer l'allongement de l'éprouvette pour chaque effort de traction imposé, jusqu'à rupture du matériau. L'enregistrement de l'effort de traction imposé se fait avec une précision de 0,01 KN. La résistance en traction maximale T_{max} . (la résistance caractéristique a court terme et la déformation maximale ϵ_{max} sont alors obtenues.

II.5.2. Caractéristiques de cisaillement à l'interface sol/géosynthétique

L'angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique peut être déterminé en laboratoire à partir d'un essai de cisaillement direct à la boîte de cisaillement $0,3 \times 0,3 \text{ m}$ adapté aux géosynthétiques (norme NF EN ISO 12957-1, septembre 2005), ou d'un essai au plan incliné (norme NF EN ISO 12957-2, septembre 2005). Pour l'essai à la boîte de cisaillement, l'éprouvette de géosynthétique doit être fixée sur un support horizontal rigide placé dans la partie inférieure de la boîte. La partie supérieure de la boîte est emplie de sol, soumis à une force normale. Le dispositif de chargement consiste alors en un effort horizontal provoquant un déplacement d'une demi boîte à vitesse constante de $1 \pm 0,2 \text{ mm}/\text{min}$. La force de cisaillement et le déplacement horizontal relatif sont mesurés avec des précisions de $\pm 2 \text{ \%}$ et $\pm 0,02 \text{ mm}$ respectivement.

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

L'essai au plan incliné se fait à l'aide d'un appareillage constitué d'une plaque lisse rigide initialement horizontale et dotée d'une charnière sur l'une de ses extrémités. Un mécanisme permet de relever progressivement le plan, à une vitesse de $3 \pm 0,5$ ° par minute. L'échantillon de géosynthétique (prélevé d'après l'ISO 9862) est fixé sur le plan. Une boîte contenant du sol est disposée sur le renforcement testé. Après application d'une éventuelle surcharge, le plan de base supportant le géosynthétique est inclinée à vitesse constante. L'angle auquel la boîte supérieure remplie de sol glisse sur le plan incliné détermine alors un angle de frottement « dynamique » du complexe sol / géosynthétique. Différentes variantes à cet essai existent, comprenant des améliorations techniques, ou des modifications de la procédure d'essai.

II.5.3. Caractérisation du fluage d'un géosynthétique

Le fluage d'un géosynthétique induit une perte de résistance et de rigidité au cours du temps. La norme NF EN ISO 13431 définit les essais de fluage en traction, et le guide ISO TR 20432 donne des indications sur leur exploitation.

L'essai de fluage porte sur un géosynthétique dont la résistance en traction caractéristique T_{max} est connu. Les éprouvettes sont soumises à une force statique prédéfinie T_0 (inférieure à T_{max}) répartie uniformément sur la largeur de l'échantillon, dans des conditions de température et d'humidité maintenues constantes. L'allongement de l'éprouvette est enregistré en continu ou mesuré à des temps spécifiques (communément 1h à 10 000 h). Soulignons qu'il existe différentes méthodes de test : une méthode « conventionnelle » à température constante, et une méthode en « décalage temps – température » où les essais sont effectués pour trois valeurs de la température.

II.6. Efforts mesurés dans le renforcement

En cours de construction, les efforts mesurés en place dans le renforcement sont généralement faibles par rapport aux résultats du dimensionnement (Rowe, 2002). À long terme par contre, après la fin de la construction, la traction admissible dans le géotextile diminue généralement fait du fluage du produit. Abramento et al. (2002) ont considéré un renforcement par géosynthétiques polyester ou polyoléfine (c'est-à-dire toute matière sauf polyester). Leur étude a montré que la diminution des caractéristiques du géosynthétiques du fait du fluage

CHAPITRE II : Renforcement des sols de fondation par géosynthétiques

dans le cas du polyester que dans tous les autres cas (figure 2.7). D'autres causes de la diminution de la résistance du géotextile à long terme sont plus difficiles à prendre en compte endommagement à la pose du géosynthétique, attaques chimiques ou biologiques (cités par [Abramento et al, 2002 ; Rowe, 2002]).

II.7. Déformations mesurées dans le renforcement

Les différents auteurs s'accordent par ailleurs sur le fait que les déformations dans le renforcement pendant la construction du remblai restent très faibles par rapport aux valeurs données par les calculs (Rowe, 2002 ; Herle et Herle, 2002). Dans le cas du remblai de Strazny, Herle et Herle (2002) donnent un allongement mesuré de 0.2 %, alors que le géotextile était dimensionné pour un allongement de 5 % à l'effort de traction maximal. Pour expliquer ces écarts, Rowe (2002) évoque des méthodes de calcul conservatrices, une mauvaise représentativité de la valeur de la cohésion non drainée ou encore les coefficients de sécurité.

Après la fin de la construction, les déformations dans le renforcement augmentent du fait du fluage du géosynthétique ou du sol de fondation. Le fluage du géosynthétique dépend évidemment de la matière qui le constitue : Rowe (2002) évoque une augmentation de 50 à 100 % de la déformation dans le cas d'une géogrille en PEHD, alors que cette augmentation reste faible pour un géosynthétique polyester.

II.8. Conclusion

Les géosynthétiques de renforcement consistent en un produit industriel complexe, dont la conception, la caractérisation et le dimensionnement tiennent compte de différentes normes et recommandations en vigueur. Le fonctionnement de ces renforcements et les mécanismes impliqués ont été étudiés par différents auteurs pour des problématiques d'effondrement localisés.

Contrairement aux sols, les géosynthétiques disposent d'une résistance à la traction et peuvent de ce fait jouer le rôle d'armature dans un massif de sol. Les propriétés de contact et notamment de frottement des géosynthétiques avec des sols permettent à ces matériaux d'assurer à la fois une bonne transmission et une bonne répartition des contraintes dans le milieu environnant.

CHAPITRE III

Caractérisation du sol d'étude et performances expérimentales

III.1. Introduction

On entend par sable la fraction des granulats dont les grains ont des dimensions comprises entre 0,08 mm et 5 mm. Il s'agit d'une définition globale, dont les bornes varient d'une classification à une autre. Ce sont aussi les matériaux dont le diamètre maximal est inférieur à 6,3mm et dont le passant à 80 microns n'excède pas 30%.

Selon leurs provenances, les sables peuvent être classés comme suit :

Sable de rivière : il est obtenu par dragage des lits des cours d'eau. Il doit être dur et propre pour qu'on puisse l'utiliser dans les bétons.

Sable de mer : il provient des côtes de la mer. Pour l'utiliser dans les bétons, il faut qu'il ne soit pas trop fin et qu'il soit lavé de son sel.

Sable de carrière (artificiel) : il est obtenu par concassage des roches (calcaires durs, grés...) dans les carrières de granulats. Il est souvent plein de filler (fines).

Sable de dune : Il se trouve dans les régions présahariennes du sud du pays. Il est similaire à un sable de mer.

III.2. Paramètres à identifier

Les paramètres nécessaires pour décrire les propriétés physiques et mécaniques d'un sol sont :

- Paramètres d'identification et d'état : dimensions des particules, masse volumique, argilosité, porosité, indices des vides, ...
- Paramètres hydrogéologiques : perméabilité, profondeur de la nappe, ...
- Paramètres de déformabilité : indice de compression, gonflement, modules oedométrique et préssiométrique, ...
- Paramètres de résistance : cohésion, angle de frottement, pression limite, résistance de pointe, ...

III.3. Classification géotechnique des sols

Les systèmes de classification des sols sont nés du besoin des ingénieurs civils de disposer de renseignements suffisamment fiables sur le comportement des sols pour pouvoir prendre des décisions rapides et efficaces, surtout dans les domaines de construction routière et des infrastructures des pistes d'atterrissage ou des barrages. Les systèmes de classification des sols ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques ou des caractéristiques très voisines. Ils permettent de grouper de très

nombreux échantillons recueillis au cours d'une campagne de sondages et d'établir des coupes géotechniques du terrain.

III.3.1. Classification élémentaire

III.3.1.1. Classification basée sur la granulométrie

Les courbes granulométriques couvrent de large variation des dimensions des particules des sols. Les sols peuvent être classés selon les différentes parties de l'échelle des dimensions des particules appelés « classes granulaires ». Ces intervalles ont des noms différents selon les classifications et les pays. Le tableau ci-dessous compare trois de ces classifications. La classification de la Société Internationale de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations (SIMSTF, 1977), utilisée par les normes Britanniques et Allemandes et dans certaines normes Américaines, est progressivement adoptée par de nombreux pays.

Tableau III.1: Dénomination des fractions granulaires des particules de sols.

SIMSTF (1977)		France (traditionnelle)	
Dimensions	Nom	Dimensions	Nom
> 200 mm	Blocs	> 200 mm	Blocs
60 à 200 mm	Galets, cailloux	20 à 200 mm	Galets, cailloux
20 à 60 mm	Gravier grossier	2 à 20 mm	Gravier
6 à 20 mm	Gravier moyen		
2 à 6 mm	Gravier fin		
0,6 à 2 mm	Sable grossier	0,2 à 2 mm	Sable grossier
0,2 à 0,6 mm	Sable moyen	20 à 200 µm	Sable fin
0,06 à 0,2 mm	Sable fin		
20 à 60 µm	Limon grossier	2 à 20 µm	Limon
6 à 20 µm	Limon moyen		
2 à 6 µm	Limon fin		
< 2 µm	Argile	< 2 µm	Argile

III.3.1.2. Classification triangulaire

Les systèmes de classification triangulaire prennent la forme de triangles dont les côtés portent des échelles représentant les proportions de sable, de silt et d'argile mesurées sur un échantillon de sol. Ces triangles sont divisés en zones portant une appellation conventionnelle selon les proportions relatives des types de sols. Seules les échelles des proportions d'argile, de sable et de silts (limon) figurent sur le triangle. Utilisons le diagramme de la Figure III.1 pour classer un sol comportant 41% d'argile, 42% de sable et 17% de silt, c'est-à-dire un sable argileux avec un peu de silt. C'est le point sur le diagramme qui correspond à ces

proportions, mais il est situé dans la zone des argiles ; on attribue donc à ce sol l'appellation d'argile, malgré sa fraction argileuse ne soit pas la plus grande. La classification triangulaire reconnaît ainsi l'importance de la matrice argileuse dans le comportement des sols.

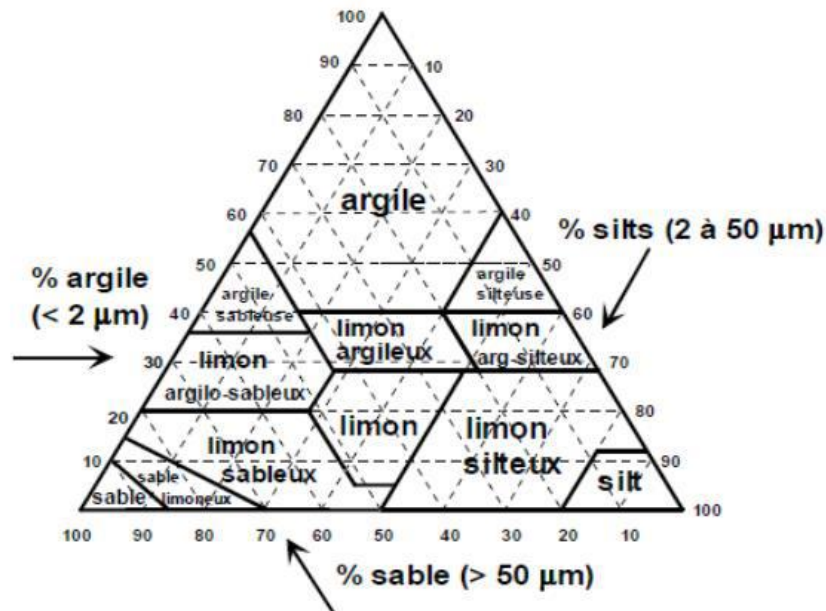


Figure III.1: Classification triangulaire des sols.

III.3.2. Classification (USCS/LCPC)

C'est la classification est la plus utilisée en mécanique des sols. Elle a été développée aux Etats-Unis dans les années 1950 sous le nom United Soil Classification System (USCS) puis francisée au début des années 1960 sous le nom de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).

La classification USCS/LCPC est basée sur les dimensions des particules (granulométrie) et leur comportement à l'eau (plasticité). Elle prend en compte également la teneur de la fraction organique dans le cas des sols fins en mesurant la teneur en matières organiques par la méthode de la perte au feu.

D'après cette classification, on peut distinguer :

- **Les sols grenus** : plus de 50 % des éléments > 0,08 mm
- **Les sols fins** : plus de 50 % des éléments < 0,08 mm

Pour les sols fins, la méthode de classification est basée sur les limites d'Atterberg

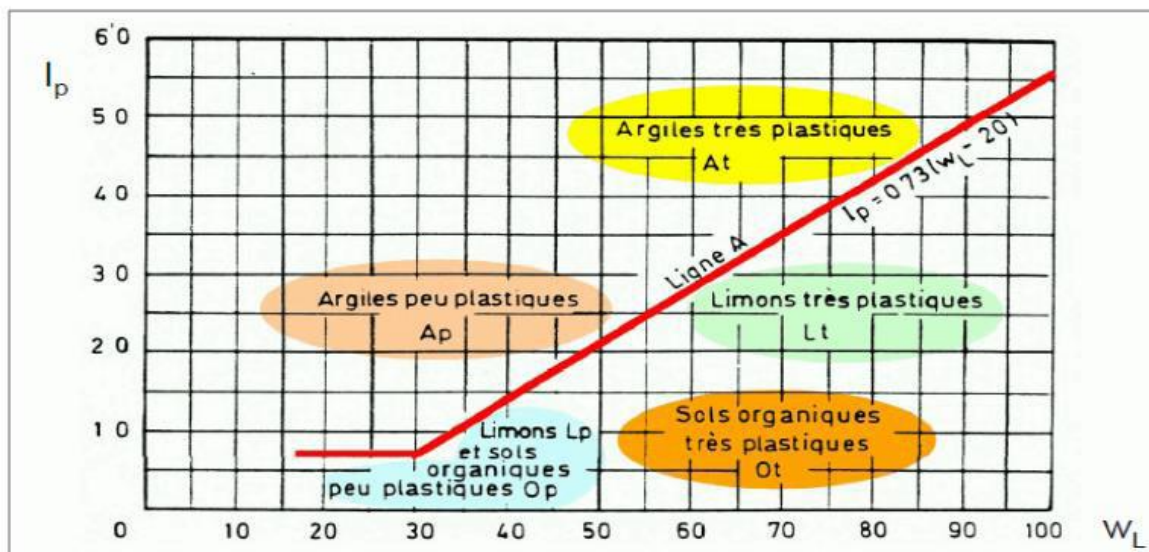


Figure III.2 : Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC.

Cette classification ne traite pas deux problèmes importants, qui sont celui des carbonates et celui des particules de nature argileuse, qui peuvent avoir une influence décisive dans certaines circonstances (géotechnique routière notamment).

Pour les sols fins carbonatés, on utilise en complément de la classification à base granulométrique, un vocabulaire exprimant la proportion des carbonates de calcium (Ca CO_3) dans le sol (ou la roche), défini dans le tableau suivant.

Tableau III.2: Dénomination des sols fins calcaires.

Pourcentage de Ca CO_3	Dénomination
0 à 10	Argile
10 à 30	Argile marneuse
30 à 70	Marne
70 à 90	Calcaire marneux
90 à 100	Calcaire

Pour les particules argileuses, qui ne sont pas décrites quantitativement par les courbes granulométriques (poudre de roche par exemple), on peut utiliser la notion de sensibilité à l'eau selon l'essai bleu de méthylène pour préciser l'argilosité minéralogique du sol.

III.3.3. Classification GTR

Une classification particulière des sols est utilisée en France pour les travaux de terrassements routiers. Cette classification, dite classification du Guide de Terrassements Routiers (GTR), définit des classes de sols corrélées avec l'aptitude au compactage des matériaux en fonction des conditions de chantiers et leur comportement mécanique ultérieur. Elle tient compte des

CHAPITRE III : Caractérisation du sol d'étude et performances expérimentales

mêmes caractéristiques de base que la classification LCPC/USCS, mais elle est beaucoup plus précise pour les particules argileuses, qui ont une grande influence sur la conduite des terrassements, et tient compte de l'altérabilité des matériaux au cours du temps. Les principes généraux de cette classification sont présentés sur la figure et le tableau ci-dessous.

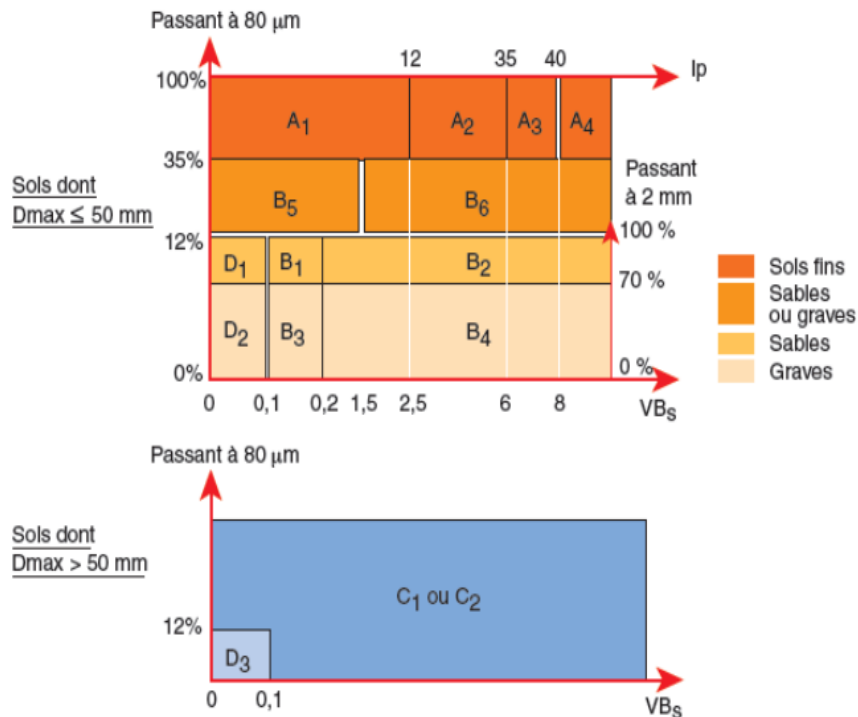


Figure III.3: Classification routière selon le GTR.

Tableau III.3: Classification routière selon le GTR.

Matériaux rocheux	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R ₁
			Calcaires	R ₂
		Roches argileuses	Marnes, argiles, pélites...	R ₃
		Roches siliceuses	Grés, poudingues, brèches...	R ₄
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R ₅
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers,...	R ₆	
Matériaux particuliers	Sols organiques et sous-produits industriels			F

III.3.4. Classification AASHTO

La classification AASHTO (Américain Association of States Highway and Transportation Official) est une version plus élaborée de la classification de Terzaghi (1929). Elle trouve son application essentiellement en géotechnique routière.

Le tableau suivant indique les fractions de sol reconnues par l'AASHTO. Bien que les blocs doivent être exclus des échantillons à classer, il faut néanmoins noter leur pourcentage relatif. Les particules fines sont siliceuses si la valeur de I_p est inférieure à 10, et argileuses si elle est supérieure à 10.

Tableau III.4: Définition des classes de sols selon le système AASHTO.

Fraction de sol	Echelle de grandeur
Bloc	Plus de 75 mm
Gravier	De 75 mm à 2.0 mm (tamis n°10)
Sable grossier	De 2.0 mm (tamis n°40) à 0.425 mm (tamis n°100)
Sable fin	De 0.425 mm (tamis n°40) à 0.075 mm (tamis n°200)
Silt et/ou argile	Moins de 0.075 mm (tamis n°200)

Dans le système de classification AASHTO, on trouve huit groupes de sol (A-1 à A-8) et quelque sous-groupe. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique et les essais de limites de consistance. Le tableau ci-dessous fournit la classification de l'AASHTO utilisée de nos jours.

Les sols grenus sont classés dans catégories A-1 à A-3 de la catégorie A-1 sont bien étalés alors que ceux de la catégorie A-3 sont des sables propres et à granulométrie uniforme. Quant à ceux de la catégorie A-2, ils contiennent un pourcentage significatif de particules fines (jusqu'à 35 % de particules passant le tamis n° 200). Dans les catégories A-4 à A-7, On trouve des limons et des argiles ; leur classification repose sur les limite d'Atterberg. Les zones contenant les valeurs de W_l et d' I_p propose à chacun des groupes A-4 à A-7 et des sous-groupes de A-2. On classe généralement les sols fortement organiques (les tourbes, par exemple) dans le groupe A-8. Comme dans système USCS, les sols A-8 sont classés d'après un examen visuel.

CHAPITRE III : Caractérisation du sol d'étude et performances expérimentales

General Classification	Granular materials (35% or less passing No. 200 Sieve (0.075 mm))							Silt-clay Materials More than 35% passing No. 200 Sieve (0.075 mm)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group Classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
(a) Sieve Analysis: Percent Passing											
(i) 2.00 mm (No. 10)	50 max										
(ii) 0.425 mm (No. 40)	30 max	50 max	51 min								
(iii) 0.075 mm (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
(b) Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)											
(i) Liquid limit				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
(ii) Plasticity index	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min*
(c) Usual types of significant Constituent materials	Stone Fragments Gravel and sand		Fine Sand	Silty or Clayey Gravel Sand				Silty Soils		Clayey Soils	
(d) General rating as subgrade.	Excellent to Good							Fair to Poor			

* If plasticity index is equal to or less than (liquid Limit-30), the soil is A-7-5 (i.e. PL > 30%)
If plasticity index is greater than (Liquid Limit-30), the soil is A-7-6 (i.e. PL < 30%)

Figure III.4: Tableau de classification AASHTO.

III.4. Essais d'identification au laboratoire

III.4.1 La teneur en eau (NF P94-050)

- **But de l'essai**

Détermination de la quantité d'eau contenue dans le sol.

- **Appareillage de l'essai**

-Etuve sèche

-Des récipients

-Balance

- **Mode opératoire**

NB : l'essai se faire sur trois prises pour en fin prendre la moyenne.

Rendre un récipient propre, sec e taré, placer un échantillon de sol humide d'un poids minimum de 300g, on les place à l'étuve après 24h on prend le poids.

- **Expression des résultats**

Soit : M la masse humide de l'échantillon et m la masse sec de l'échantillon

$$w = \frac{M-m}{m} * 100 \quad (\text{III.1}).$$

Tableau III.5: Calcul de la teneur en eau.

N°	M (g)	m (g)	w (%)
01	200	199.4	0.300
02	300	299.7	0.100
03	400	399.5	0.125

$$W=0.175\%$$

III.4.2. Analyse granulométrique (NF P94-056)

- **But de l'essai**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution relative des diamètres des grains d'un sol.

- **Appareillage de l'essai**

-balance

-différents poids tamis en mm (4-2-1-0.5-0.25-0.125-0.063)

-vibreux de tamis

- **Mode opératoire**

L'essai consiste à séparer par brassage sous l'eau, les grains agglomérés puis une fois séchée, à classer au moyen d'une série de tamis et à peser le refus cumulé sur chaque tamis, la masse cumulée.

- **Expression des résultats :**

La masse de l'échantillon = 1000g



Figure III.5: Analyse granulométrique par tamisage.

Tableau III.6: Calcul du pourcentage passant cumulé.

D (mm)	M refus	PR	PRC	PPC
4	0	0	0	100
2	15.6	1,56	1,56	98,44
1	46	4.6	6.16	93.48
0,5	181.7	18.17	24.33	75.67
0,25	588.4	58.84	83.17	16.83
0,125	30.4	12.65	95.82	4,18
0,063	12.2	3.04	98.86	1.155

D'après la courbe on a : $D_{10}=0.2$; $D_{30}= 0.3$; $D_{60}=0.44$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 2.2 \quad (\text{III.2}).$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} = 1.022 \quad (\text{III.3}).$$

Passant a 0,08= 2%

On trouve que $C_u < 6$ et $1 < C_c < 3$, Alors selon la classification L.C.P.C nous avons un sable mal gradué.

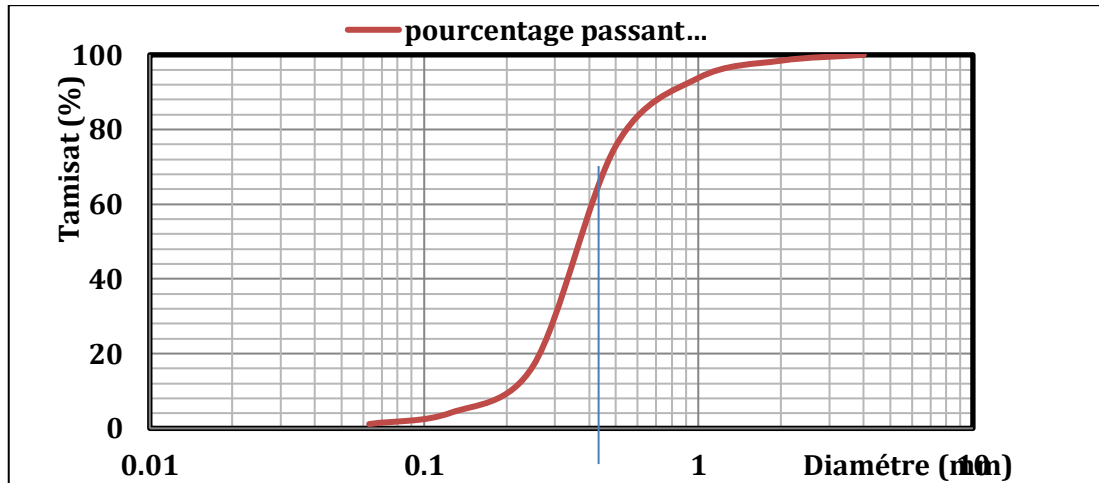


Figure III.6: Courbe granulométrique du sable.

III.4.3. La masse volumique des particules solides « Méthode du pycnomètre à eau » (NF P94-054)

- **But de l'essai**

Le but de cette essai pour détermine la masse volumique des grains solides d'un échantillon, parfois de nature différente

La masse volumique d'un sol est utilisée pour connaitre l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.

- **Appareillage de l'essai**

-un pycnomètre

-appareil de pesée hydrostatique

-plaque chauffante

-eau distillé

- **Mode opératoire**

- -peser le pycnomètre vide avec son tube capillaire soit m_1

- -peser l'échantillon dans le pycnomètre soit m_2

- - peser le pycnomètre contenant l'échantillon et l'eau soit m_3

- -peser le pycnomètre plein d'eau soit m_4

- Afin qu'aucune bulle d'air ne reste accrochée aux particules on porte le pycnomètre + l'échantillon + l'eau à ébullition pendant au moins 1h

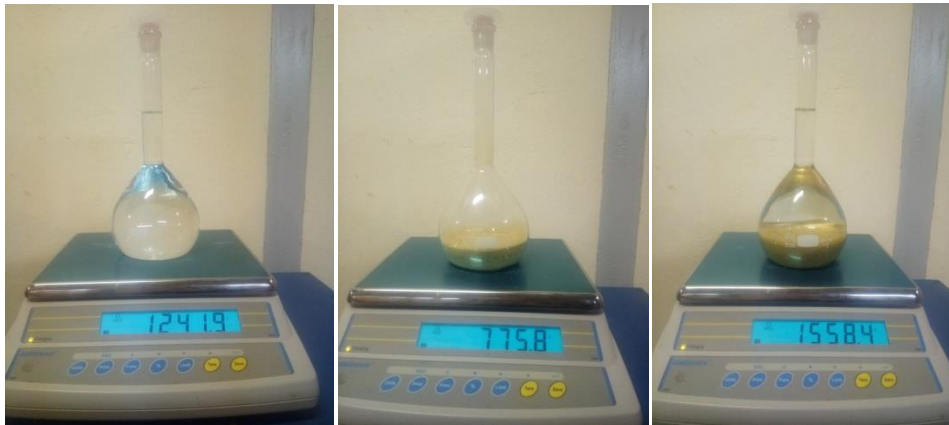


Figure III.7: Essai pycnomètre à l'eau.

- **Expression des résultats**

$$\rho_s = \frac{\rho_w(m_2 - m_1)}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3} \quad (\text{III.4}).$$

$$\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$$

$$m_1 = 167.2 \text{ g}; m_2 = 775.8 \text{ g}; m_3 = 1558.5 \text{ g}; m_4 = 1241.9 \text{ g}$$

$$\rho_s = 2.63 \text{ g/cm}^3.$$

III.4.4. La masse volumique minimale et maximale (NF P94-059)

III.4.4.1. Détermination de la masse volumique sèche minimale

- **Principe de l'essai**

L'essai consiste à mettre en œuvre dans un moule normalisé, selon une procédure déterminée, un échantillon de sol à étudier, successivement dans un état lâche puis dans un état dense.

Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents

- **Appareillage**

-Moule normalisés

-Table vibrante

-Entonnoir

-Dispositif de mesure de hauteur

-Dispositif de surcharge de matériau

-Chronomètre

-Balance

-Règle à arasée

- **Mode opératoire**

-Détermination de la masse volumique minimale : Le sol sec est versé lentement au moyen d'un entonnoir dans le moule cylindrique. Le bas de l'entonnoir doit être maintenu à quelques millimètres au dessus de la surface de l'échantillon (hauteur de chute zéro). Le déversement est poursuivi jusqu'à ce que le sol déborde. Sa surface est alors soigneusement réglée et l'on pèse le récipient pour en déduire la masse du sol introduit dans le moule.



III.8: Détermination de la masse volumique sèche minimale.

- **Figur Expression des résultats**

- La masse volumique $\rho_d = \frac{M}{V}$ (g/cm³) (III.5).

Tableau III.7: Calcul de la masse volumique minimale.

N°	M moule+sol (g)	M moule vide (g)	M sol (g)	ρ_d (g/cm ³)
01	7934	3621	4313	1.51
02	8046	3621	4425	1.55
03	8052	3621	4431	1.56

$$\rho_{d \min} = 1.54 \text{ g/cm}^3$$

III.4.4.2. Détermination de la masse volumique sèche maximale

On densifie par vibration le matériau sec versé dans le moule à l'aide d'une table vibrante pendant 5 à 6 minutes. Puis on mesure la nouvelle hauteur de l'échantillon pour déterminer le nouveau volume de l'échantillon.



Figure III.9: Détermination de la masse volumique sèche maximale.

- **Expression des résultats**

La masse du moule vide = 3620g

La hauteur du moule H=15.5 cm

Le diamètre du moule D=15.23 cm

$A_c=182.083 \text{ cm}^2$

$V_c=2830 \text{ cm}^3$

H1= lecture sur plaque avant vibration – lecture sur Moule avant vibration

H2= lecture sur Moule avant vibration – lecture sur plaque après vibration

$\Delta h = \text{max} - \text{min}$

$H= h \text{ Moll} - \Delta h$

$V= S \times H$

Tableaux III.8: Calcul de la masse volumique sèche maximale.

	Lecture Avant vibration		lecture Après vibration
	Sur Moule	Sur plaque	Sur plaque
M1=8015g			
LD	31.735	43.42	16.41
LG	31.53	42.59	18.04
Moyenne	31.63	43.00	17.22
M2=7954g			
LD	31.735	41.135	16.87
LG	31.53	41.25	16.08
Moyenne	31.63	41.19	16.47
M3= 8037g			
LD	31.735	41.51	16.60
LG	31.53	41.605	17.06
Moyenne	31.63	41.55	16.83

$$\rho_{d \max} = 1.810 \text{ g/cm}^3$$

III.4.5. L'Equivalent de sable (NF P18-597)

- **But de l'essai**

L'essai d'équivalent de sable utilisé de manière courante pour évaluer la propreté des sables entrant dans la composition des bétons et aussi pour les sols.

- **Appareillage de l'essai**

- Entonnoir pour introduire le sable
- une série d'éprouvettes cylindriques transparentes et graduées
- un floculant
- un piston taré
- un chronomètre
- règle métallique pour la mesure des hauteurs des sables

- **Mode opératoire**

Remplir les éprouvettes avec la solution lavant, jusqu'au premier trait

- verser la quantité de sable voulue en éliminant les bulles d'air
- boucher les éprouvettes et les agiter par des mouvements rectilignes horizontaux de 20 cm d'amplitude, 90 allers retours en 30 secondes

- laver et remplir les éprouvettes, avec le tube plongeur
- rincer le bouchon au dessus de l'éprouvette
- faire descendre le tube laveur en le faisant tourner entre les doigts pour laver les parois intérieures de l'éprouvette
- laver le sable en faisant descendre et remonter les particules fines dans la solution supérieure
- sortir le tube, fermer le robinet lorsque le niveau du liquide atteint le trait supérieur puis laisser reposer 20 min en évitant toute vibration
- mesurer à vue les hauteurs h_1 et h_2
- descendre le piston taré dans le liquide à travers le flocculant, le manchon prenant appui sur le bord supérieur de l'éprouvette, et l'immobiliser au contact du sable, mesurer alors h_2'



Figure III.10: Essai équivalent de sable.

- **Expression des résultats**

Tableau III.9: Calcul de l'équivalent de sable.

	Première éprouvette	Deuxième éprouvette
Masse de l'éprouvette M_t (g)	260.3	260.3
Hauteur du flocculat h_1 (mm)	11.00	10.90
Hauteur du sédiment h_2 (mm)	7.15	7.09
Rapport $(h_2/h_1).100$	65.00	65.04

ES = 65%

Observation : sable légèrement argileux de propreté admissible pour béton de qualité quand on ne craint pas particulièrement de retrait .

III.4.6. L'Essai œdométrique (NF P94-090-1)

- **But de l'essai**

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, par exemple sous une fondation superficielle

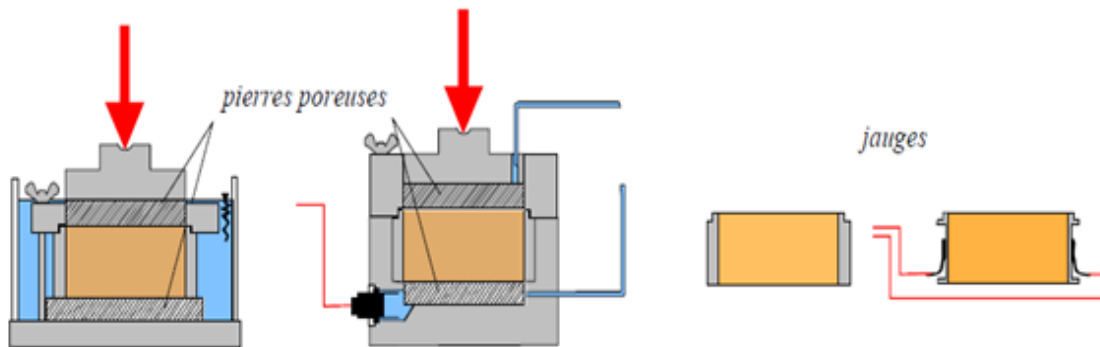


Figure III.11: Cellule ouverte et cellule fermée, bague œdométrique standard.

- **Appareillage de l'essai**

Les odomètres utilisés sont des odomètres à chargement par l'avant, ils sont composés principalement de :

- un moule œdométrique métallique rigide de section cylindrique
- un dispositif de chargement
- des jeux de masse variant de 1 Kg à 10Kg
- un comparateur
- un chronomètre
- papier filtre pour protéger les pierres poreuses

- **Mode opératoire**

Mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble troussé + l'échantillon dans le logement prévu à cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée à la partie inférieure

L'essai proprement dit consiste à soumettre l'échantillon à la série de charges et mesurer le tassement de l'échantillon au cours du temps sous chacune de ces charges et chacune d'elles sera maintenue 24h

- **Expression des résultats**

Pour un sable moyen $D_r = 60\%$

La masse volumique sèche :

$$\rho_d = \frac{\rho_{d \max} * \rho_{d \min}}{\rho_{d \max} - D_r(\rho_{d \max} - \rho_{d \min})} \quad (\text{III.6}).$$

Nous avons aussi :
$$\rho_d = \frac{\rho_h}{1+w} \quad (\text{III.7}).$$

D'après l'équation de ρ_d on détermine l'équation de la masse volumique humide :

$$\rho_h = \rho_d(1 + w) \quad (\text{III.8}).$$

Nous avons aussi :
$$\rho_h = \frac{m}{v} \quad (\text{III.9}).$$

Diamètre de l'anneau : $D=6\text{cm}$

Hauteur de l'anneau : $H=2\text{cm}$

Le volume de l'anneau : $V = \frac{\pi * D^2}{4} * H ; v = 76.93 \text{ cm}^3$

Tableau III.10: Calcul de la masse de l'échantillon.

	60%
$\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.723
$\rho_h \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.719
m(g)	97.15

A l'aide du logiciel « DATASOL » nous avons tracé les courbes de compressibilités

Tableau III.11: Calcul de e_0 pour sable moyen

Pression (bars)	Lectures comparateur après 24h	Indice des vides e_0
0.25	566	0.528
0.5	602	0.522
1	644	0.516
2	699	0.508
4	763	0.498
6	808	0.491
8	843	0.486
4	828	0.488
1	791	0.494
0.25	763	0.498

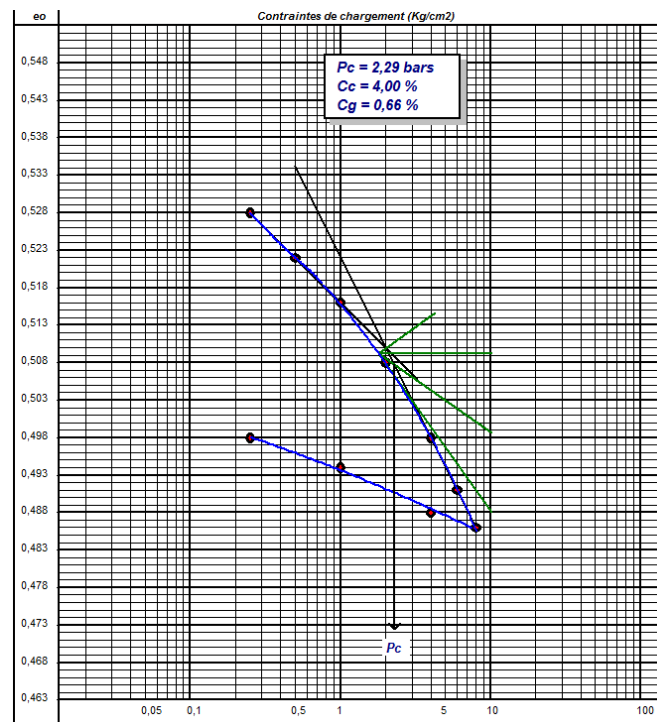


Figure III.12: Courbe de compressibilité pour le sable moyen.

Calcul du module oedométrique E_{eod} :

$$E_{eod} = \frac{(1+e_0)\Delta\sigma'_v}{\Delta e} \quad (III.10).$$

$$e_0 = w_{sat} * \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (III.11).$$

Tableau III.12: Calcul du module oedométrique.

Type de sable(%)	C _c (%)	C _g (%)	w _{sat} (%)	ρ _s (g/cm ³)	e ₀	e _{oed} (MPa)
60	4.00	0.66	20.0	1.683	33.66%	39.9

Ordre de grandeur du module oedométrique en fonction du type de sol :

E_{oed} (MPa)

- argile molle 0,1 à 1
- argile moyenne 0,5 à 4
- argile raide 1 à 10
- limon uniforme 3 à 35
- sable 15 à 50
- gravier 30 à 120

III.5. Conclusion

Les sables en général présentent une faible capacité portante en plus des problèmes qu'ils engendrent tels que le tassement ce qui ne convient pas pour certains ouvrages de génie civil qui exigent une haute portance et une stabilité à long terme.

Le renforcement des sols avec les géosynthétiques est une solution parmi plusieurs solutions existent pour remédier le problème de tassement.

CHAPITRE IV

Présentation et interprétation des résultats

IV.1. Introduction

La technique de renforcement des sols, en dessous des semelles superficielles, avec un renforcement géosynthétiques est l'une des techniques qui évolue actuellement dans le domaine de la géotechnique. De nombreux auteurs ont conduit différentes études afin de mieux saisir le comportement des sols de fondation renforcée par géosynthétiques. Toutes ces études ont indiqué que l'utilisation de géosynthétiques augmente la capacité portante et diminue le tassement des fondations (Djeridi 2018).

Les résultats des essais expérimentaux trouvés dans la littérature ont indiqué que des améliorations ont été obtenues quand les nappes des géosynthétiques sont placées au-dessous des fondations sur une profondeur déterminée. Au-dessous de cette profondeur une amélioration insignifiante sera produite (Djeridi 2018).

Ce chapitre présente une étude expérimentale sur un modèle réduit, confectionné au laboratoire à fin d'étudier l'influence de certains paramètres de renforcement sur la capacité portante des fondations superficielles renforcées par des nappes de géosynthétiques enveloppées. Les paramètres à étudier sont: la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u'), la largeur des nappes de renforcement (b'), l'épaisseur de la nappe de renforcement (h'), et le nombre de nappes de renforcement (N),

IV.2. Méthodologie expérimentale

L'objectif de notre étude est de réaliser la modélisation physique de la capacité portante d'une semelle filante renforcée par des géosynthétiques enveloppées type géogrille. Le modèle physique d'une fondation superficielle reposant dans un massif de sable et soumis à des chargements verticaux sera étudié. La charge verticale est appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique manuel de capacité maximale de 10 tonnes. Cette modélisation physique permet d'examiner l'influence de certains paramètres sur la capacité portante d'une semelle filante. Elle permet également de réaliser une étude paramétrique et d'ajuster les modèles numériques pour caler une démarche ou un outil numérique par la suite.

IV.3. Présentation du modèle physique

IV.3.1. Réalisation du modèle expérimental

Les essais ont été réalisés dans un box en bois multicouches de 130 cm de longueur par 60 cm de largeur, avec une hauteur de 65 cm. La face avant du box est constituée avec une plaque de verre trempé de 1 cm d'épaisseur pour permettre l'observation des surfaces de rupture dans le sable. Ces dimensions sont choisies afin que toutes les lignes de rupture puissent s'y développer sans interférences des bords ou du fond du modèle.

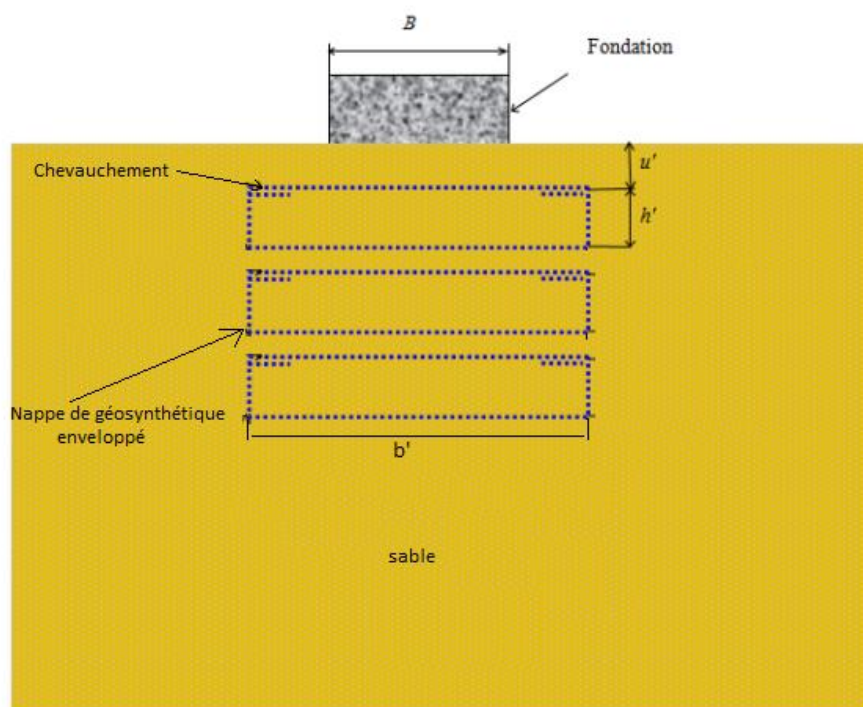


Figure IV.1: Présentation du problème à étudier.

Le box est supporté directement par deux portiques en acier comme illustré à la Figure. IV.2. Ces portiques étaient solidement fixés dans deux poutres horizontales en acier, le tout est monté sur une table métallique fixée directement dans le sol du laboratoire.

Le système de chargement est monté sur une poutre en acier fixée sur les deux portiques, il se compose d'un vérin hydraulique manuel de capacité maximale de 10 tonnes, équipé d'un manomètre de lecture de force.



Figure IV.2: photos du modèle physique.

IV.3.1.1. propriétés du sol de fondation

Le sable utilisé est un sable naturel roulé (SN) moyen de couleur jaunâtre et de classe (0/4). Il est issu d'une sablière située à Oum Ali, dans la wilaya de Tébessa (Algérie). Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont regroupées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 : Paramètres géotechniques du sol.

Paramètres	Sable	Unité
La densité relative D_r	60	%
La teneur en eau w	0.175	%
La masse volumique des grains solides ρ_s	2.63	g/cm^3
La masse volumique minimale ρ_{dmin}	1.54	g/cm^3
La masse volumique maximale ρ_{dmax}	1.81	g/cm^3
L'équivalent de sable ES	65	%
La masse volumique sèche ρ_d	1.690	g/cm^3

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

La masse volumique humide ρ_h	1.694	g/cm^3
l'angle de frottement ϕ	39	°
La cohésion c	0.03	kPa
Coefficient de poisson ν	0.3	-
Le module de E	20000	kPa
L'angle de dilatation ψ	9	°

IV.3.1.2. Modèle de semelle

Les essais de chargement ont été effectués sur une semelle rigide en acier doux de dimensions 10 cm de largeur et 58 cm de longueur avec une épaisseur de 15 mm. Cette épaisseur a été choisie afin d'éviter le refoulement du sol lors de l'enfoncement (voir figure IV.3).



Figure IV.3: photo du modèle de semelle utilisée dans les essais.

IV.3.1.3. Modèle de renforcement

Un renforcement par géogridde de type AFITEX RTE 35-35-40 a été utilisé comme renfort. Les propriétés physiques et mécaniques de ce type de renforcement sont présentées dans le tableau IV.2.

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

Tableau IV.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques du géosynthétiques.

Caractéristiques	AFITEX RTE 35-35-40
- Masse surfacique totale (g/m^2)	135.0
- Epaisseur sous 2 kPa (mm)	-
- Mailles (mm)	40x40
- Résistance à la traction (kN/m)	35.0
- Déformation à l'effort de traction maximale (%)	10
- Résistance au poinçonnement CBR (kN)	-



Figure IV.4: photos du géogrille utilisé dans les essais.

IV.4. Programme expérimental

Grâce au dispositif expérimental mis en place, une étude paramétrique du sol renforcé par des inclusions souples type géogrille enveloppé sera réalisée pour quantifier l'influence de certains paramètres de renforcement sur la capacité portante de la semelle filante. Les paramètres choisis dans cette étude sont: la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u'), la largeur des nappes de renforcement (b'), l'épaisseur du renforcement (h'), et le nombre de nappes de renforcement (N). Les niveaux de variation de chaque paramètre sont pris en fonction de la largeur (B) de la semelle, selon le cas et sont présentés dans le tableau ci-dessous:

Pour obtenir des lits de sable raisonnablement homogènes, le sable est versé dans le box du modèle par des couches de 10 cm d'épaisseur. La quantité de sable nécessaire pour chaque couche, pour produire une densité relative spécifique bien définie est d'abord été pesée et placée dans le box, puis tassé jusqu'à atteindre la hauteur de couche requise. Les essais

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

expérimentaux ont été menés sur des échantillons préparés avec des masses volumiques de 16,90 kN/m³ qui correspondent à une densité relative de 60%.

Tableau IV.3 : Niveaux de variation des paramètres de l'étude.

Séries d'essai	Forme de renforcement	Paramètres constants	Paramètre variables	But de l'essai
A	Renforcement enveloppé	$\frac{b'}{B} = 2, \frac{u'}{B} = 0.3,$ $\frac{h'}{B} = 0.3$	/	Effet du renforcement
B	Renforcement plane	$\frac{b'}{B} = 2, \frac{u'}{B} = 0.3,$ $\frac{h'}{B} = 0.3$	$N = 1,2$	Effet du renforcement enveloppe / renforcement plane
C	Renforcement enveloppé	$\frac{u'}{B} = 0.3, \frac{h'}{B} = 0.3,$	$\frac{b'}{B} = 0.5, 1, 2, 3, 4, 5$	Effet de la largeur du renforcement
D		$\frac{b'}{B} = 2, \frac{h'}{B} = 0.3,$	$u/B = 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1$	Effet de la profondeur du renforcement
E		$\frac{u'}{B} = 0.3, \frac{b'}{B} = 2,$	$\frac{h'}{B} = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$	Effet de l'épaisseur du renforcement
F		$\frac{u'}{B} = 0.3, \frac{b'}{B} = 2,$ $\frac{h'}{B} = 0.3$	$N = 1,2,,3$	Effet du nombre de renforcement

La mesure du tassement de la semelle est assurée par des capteurs de déplacement digitaux, de longueur de course de 50 mm, placés directement sur la surface supérieure de la semelle. Un tassement global de 24 mm est choisi pour l'évaluation de la capacité portante de la semelle.



Figure IV.5: Technique de remplissage du box du modèle par le sable sur des couches de 10cm d'épaisseur.



Figure IV.6: Dispositif de mesure des tassements et de la pression.

IV.5. Résultats et interprétation

A partir des résultats obtenus, l'influence des paramètres de renforcement à savoir, l'influence du type de renforcement (plane et enveloppé), la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u'), la largeur des nappes de renforcement (b'), l'épaisseur du renforcement (h'), et le nombre de nappes de renforcement (N) seront discutés.

L'amélioration de la capacité portante des semelles est représentée à l'aide de la valeur de la capacité portante mesurée à un tassement maximal égale à 24 mm. Le tassement de la semelle s'est exprimé sous forme non dimensionnelle en termes de largeur de semelle B comme le rapport en pourcentage (S/B). Ce tassement est la moyenne des lectures des deux capteurs de déplacement.

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

La capacité portante mesurée pour la semelle filante est de 42.241 kPa reposant sur un sable moyennement dense non renforcé (voir figure IV 7).

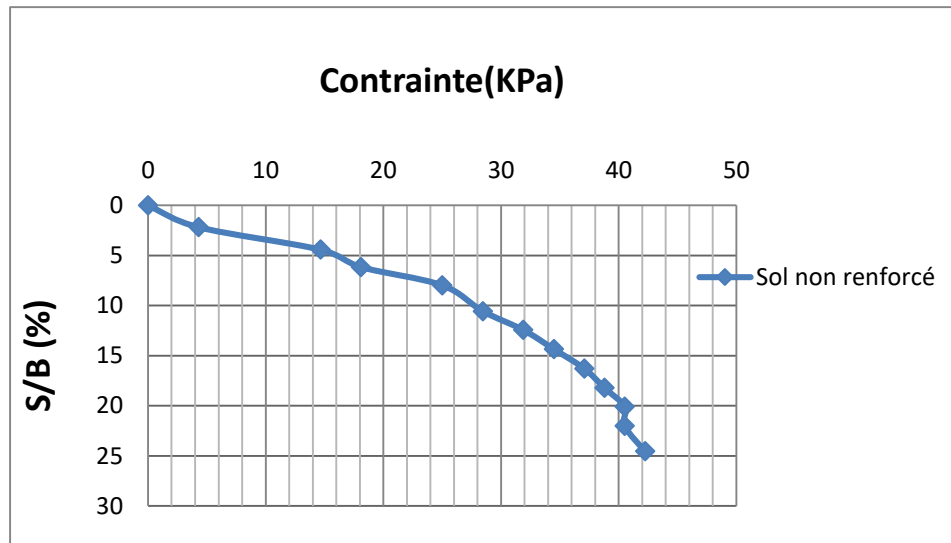


Figure IV.7: Capacité portante du sol non renforcé.

Les résultats en termes de capacité portante pour une semelle renforcée par une couche de géogridde de $2*B$ et installée à $0.3*B$ de profondeur et celle du cas non renforcé sont présentés dans la figure IV.8. A partir de cette figure, on observe clairement l'effet du renforcement, marqué par l'augmentation de la capacité portante pour atteindre une valeur de 124.138 kPa (une augmentation de 293.89%).

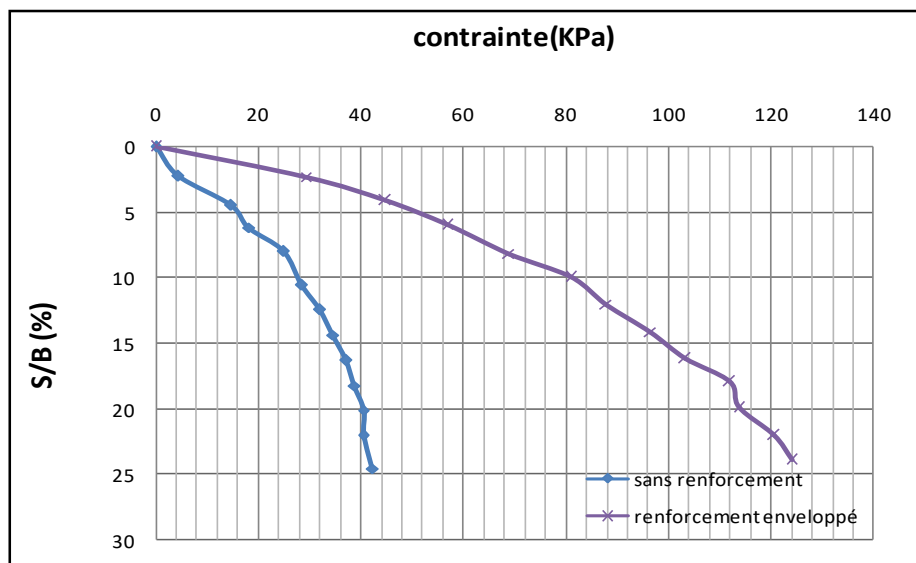


Figure IV.8: Capacité portante du sol non renforcé et renforcé par géogridde enveloppé.

IV.5.1 Influence du type de couches de renforcement

Les variations typiques de la capacité portante q en fonction du rapport de tassement (s/B) pour deux types de renforcement (plane et enveloppé) sont présentées dans la figure. IV.9, le comportement des semelles posées sur du sable non renforcé est inclus également dans cette figure à titre de comparaison.

D'après les résultats obtenus, on peut observer que la performance de renforcement avec deux nappes de géogridde horizontale était presque égale à celle d'une nappe enveloppé (la valeur de la capacité portante pour deux couches de renforcement planes valait 107.759 kPa, alors que pour une couche enveloppé est de 124.138 kPa). Cette observation implique qu'au lieu que d'employer deux nappes horizontales avec une largeur $b' = 5B$ ($N=2$ donc $b' = 10B$), on peut adopter une seule nappe enveloppé avec une largeur de $b'=2B$. Par ailleurs, l'utilisation du renforcement enveloppé permet d'élaborer des solutions plus efficaces et d'assurer une mise en œuvre plus rapide par rapport aux techniques de renforcement traditionnelles.

Les résultats montrent que l'utilisation de la nouvelle technique de renforcement est plus économique par rapport aux méthodes traditionnelles, car elle permet de réduire d'une manière sensible les quantités des matériaux de renforcement utilisés et économise dans l'espace du terrain pour construire un système de sol renforcé.

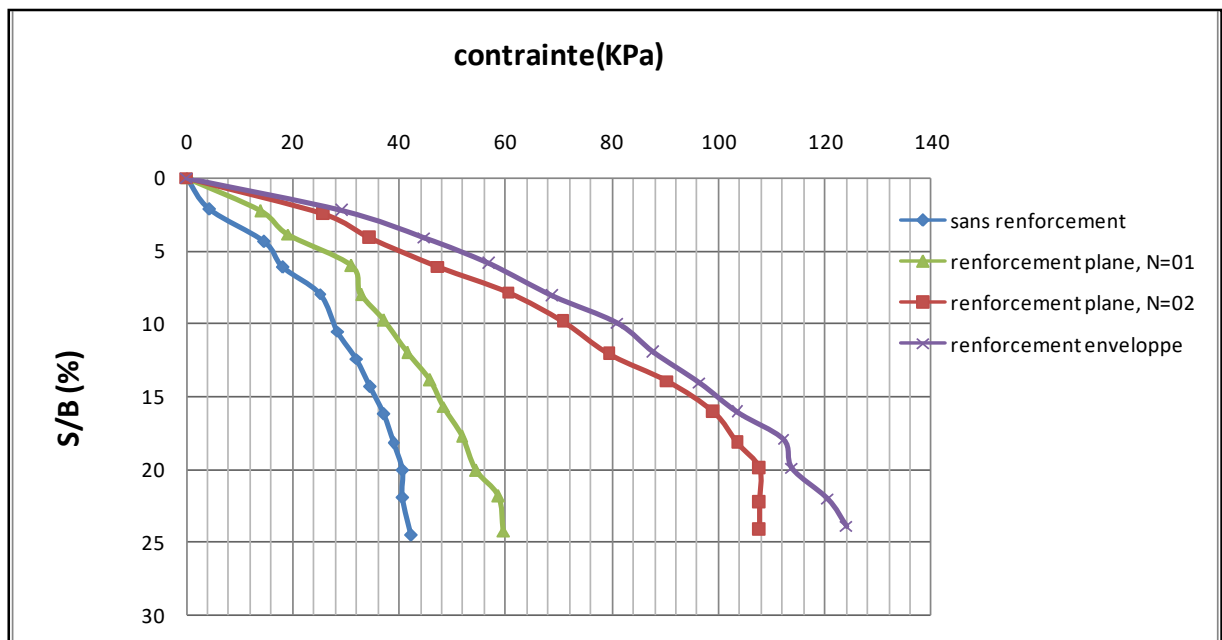


Figure IV.9: Influence du type de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).

IV.5.2 Influence de la largeur de renforcement

Pour étudier l'effet du rapport de la largeur (b'/B), une série d'essais a été menée (série d'essais (C) dans le tableau IV.3), en variant la largeur de renforcement de $0.5B$ à $5B$. Dans ce test, les autres paramètres h' et u' ont été maintenus constants à $0.3B$. La relation entre la capacité portante q et le rapport de tassement (S/B) pour différentes largeurs a été comparée sur la figure IV.10. À partir de cette figure, on peut observer que l'amélioration de la capacité portante est plus prononcée avec l'augmentation de la largeur de renfort b' jusqu'à une largeur de $3B$, et par la suite l'amélioration reste pratiquement constante.

En examinant les courbes, capacité portante-tassement, nous pouvons voir que les formes et les pentes des courbes de sol renforcées sont très similaires lorsque le rapport de tassement (s/B) est inférieur à 5% et que l'effet de renforcement commence à être mobilisé lorsque le rapport S/B est supérieur à 5%.

L'analyse des résultats obtenus par cette série d'essais, ont permis de montrer que la largeur optimale du géosynthétique enveloppé peut être considérée comme étant environ 3 fois la largeur de la semelle ($b'/B = 3$).

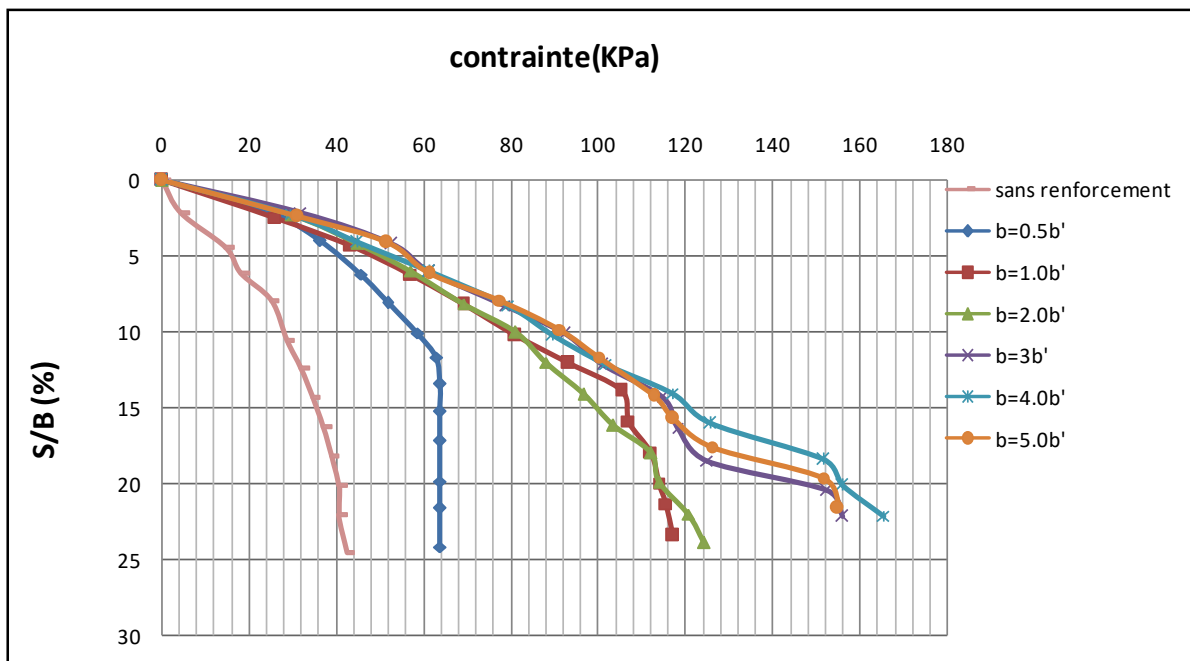


Figure IV.10: Influence de la largeur de couches de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).

IV.5.3 Influence de la profondeur de renforcement

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

L'influence de la profondeur de la première couche de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport de tassement (S/B) est présentée dans la figure IV.11, en variant la profondeur de renforcement de : $0.2B$, $0.3B$, $0.4B$, $0.6B$, $0.8B$ et $1B$. Le comportement des semelles posées sur du sable non renforcé est inclus également dans la figure à titre de comparaison, et montre clairement que le renforcement du sol à partir de la profondeur $0.2B$, améliore d'une façon considérable la capacité portante, en comparaison avec le cas de semelles non renforcées ou le cas de renforcement à une profondeur de $1B$. Ces remarques confirment l'influence remarquable de la profondeur de renforcement.

On peut voir clairement que la capacité portante de la semelle augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur (u/B) jusqu'à la valeur $0.4B$ et ensuite toute augmentation supplémentaire du rapport (u/B) diminue réellement la capacité portante pour atteindre des valeurs proches de celle du sable non renforcée. Ainsi, à partir des résultats obtenus, on peut conclure que l'influence des nappes de renfort diminue considérablement au-delà de la profondeur $u/B = 0,4$.

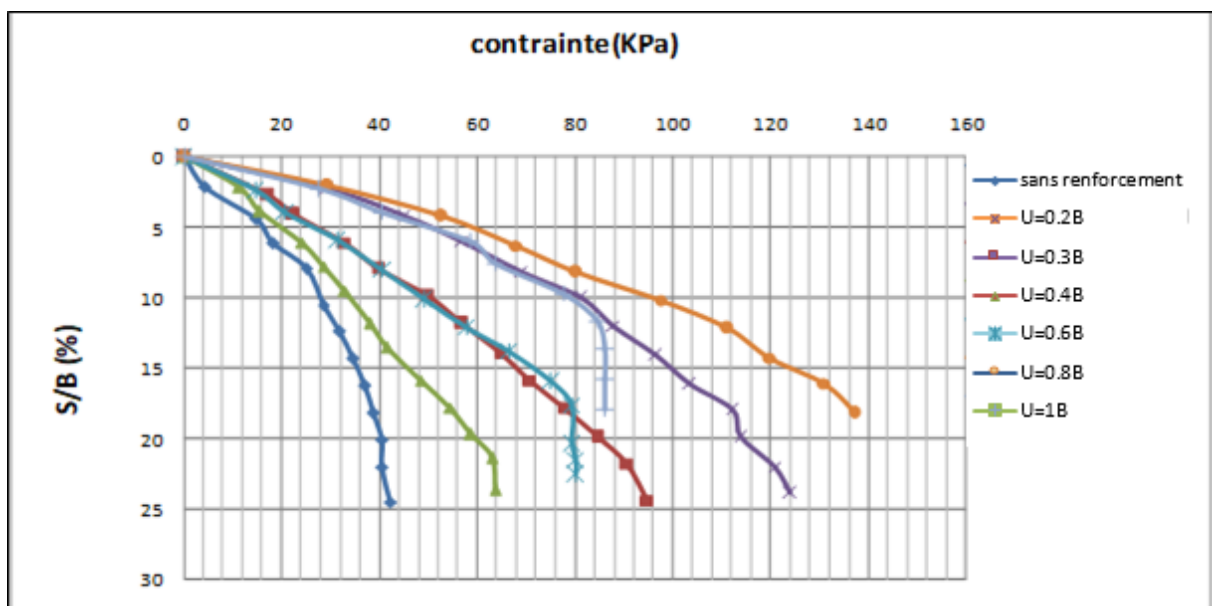


Figure IV.11: Influence de la profondeur de couche de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (s/B).

IV.5.4 Influence de l'épaisseur du renforcement

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

L'influence de l'épaisseur de la couche de renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport de tassement (s/B) est présentée dans la figure IV.11 pour les valeurs de $h'/B = 0.2, 0.3, 0.4$ et 0.5 , avec ($u'/B = 0.3, b'/B = 3$). Le comportement des semelles posées sur du sable non renforcé est inclus également dans la figure à titre de comparaison. Cette figure montre que l'influence de l'épaisseur de la nappe renforcement n'est marquée qu'à partir de l'épaisseur $0.5B$, au-dessous de cette valeur l'influence est minime et la variation de l'épaisseur donne des valeurs très proches en terme de capacité portante.

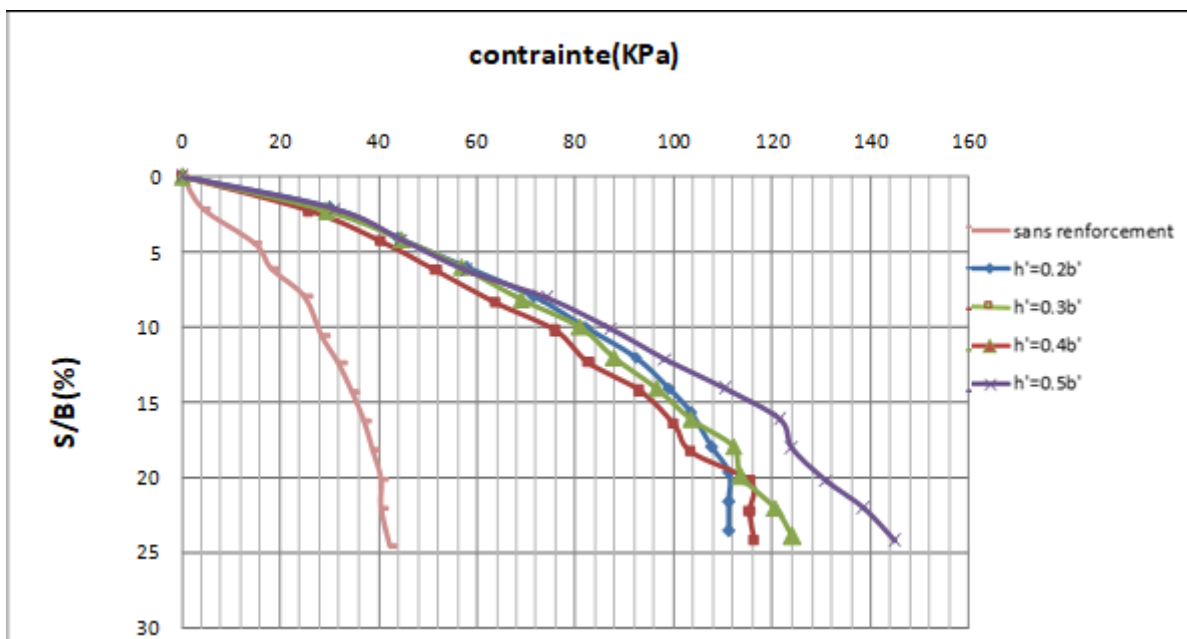


Figure IV.12: Influence de l'épaisseur du renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).

IV.5.5 Influence du nombre des couches de renforcement

Dans cette série d'essais, l'effet de l'introduction de trois nappes de renforcement placées horizontalement dans le sol ($N = 1, 2$ et 3) est examiné et comparé avec le cas non renforcé avec ($u'/B = 0.3, b'/B = 3$ et $h'/B = 3$). La figure IV.12 montre la variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (S/B) pour différentes valeurs de N . Il est à noter que $N = 0$ représente la situation de sable non renforcé.

La comparaison des capacités portante-tassement, pour ces deux configurations (sable non renforcé et renforcé) confirme le rôle bénéfique de la présence des nappes de renforcement sous la semelle car elle permet, d'une part, d'augmenter la capacité portante du sol, et d'autre

part, de réduire le tassement de fondation. On constate clairement que la capacité portante augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de renforcement.

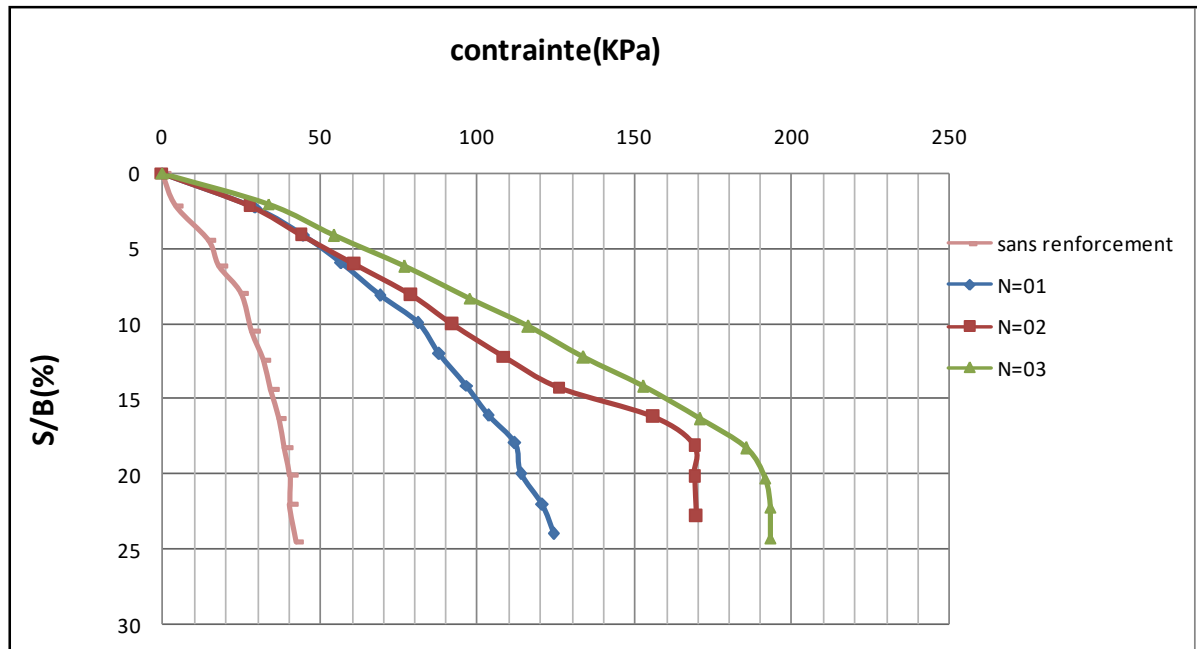


Figure IV.13: Influence du nombre de couches du renforcement sur la capacité portante en fonction du rapport (S/B).

IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre, une étude expérimentale sur un modèle réduit est réalisée, avec l'utilisation d'une semelle filante, en utilisant un type de renforcement par géogrille enveloppée. Les paramètres de renforcement, à savoir la distance entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement (u'), la largeur de la nappe de renforcement (b'), l'épaisseur du renforcement (h') et le nombre de nappes de renforcement (N), ont été variés et étudiés.

Après cette étude expérimentale, on peut conclure ce qui suit :

- ❖ Une augmentation considérable de la capacité portante offerte par ce type de renforcement, en comparaison avec le renforcement classique par des nappes planes et par conséquent une amélioration supplémentaire de la capacité portante, une réduction importante de la quantité nécessaire de géogrille et économiser dans l'espace du terrain.

CHAPITRE IV : Présentation et interprétation des résultats

- ❖ La largeur optimale du renforcement est estimée à 0.3 de la largeur de la semelle, au delà de cette valeur l'augmentation de la charge limite de la fondation est négligeable.
- ❖ La position de la première couche de renforcement donnant une amélioration importante de la charge limite est estimée à 0.2 la largeur de la semelle. Lorsqu'on augmentant la profondeur de renforcement, l'influence des couches de renforcement devient moins importante ;
- ❖ L'amélioration de la capacité portante des fondations renforcées est directement proportionnelle avec l'augmentation du nombre de couches de renforcement.

CHAPITRE V

Modélisation numérique et validation des résultats

V.1. Présentation du code de calcul Plaxis

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

Le logiciel Plaxis V8 est un programme de calcul basé sur la méthode des éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour les différents types d'applications géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques.

L'algorithme général du code Plaxis consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation du programme Plaxis V8 se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Plaxis Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par les éléments finis en deux ou trois dimensions. Les modèles d'éléments finis en deux dimensions « 2D » peuvent être soit aux déformations planes (Planes train), soit axisymétriques en trois dimensions « 3D » (Axis ymétric).

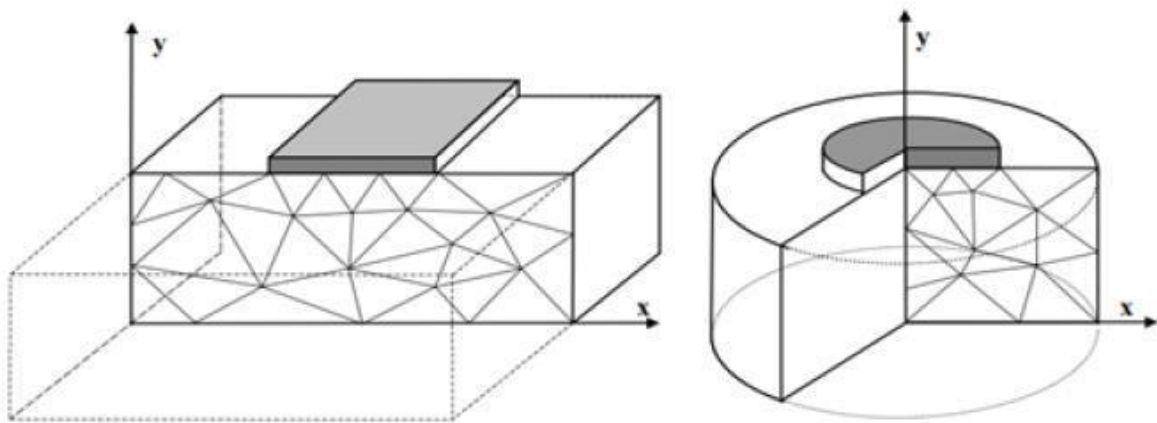


Figure V .1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

V.2. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

La méthode des éléments finis qui utilise le code Plaxis comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir compte de la raideur du sol sous très petites déformations.

Les détails de chaque modèle peuvent être trouvés dans le guide d'utilisateurs de Plaxis.

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

V.2.1. 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 (par exemple le cas du parement en bloc en béton).

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0,5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} ; \quad E_{oed} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.1)$$

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

V.2.2. Modèle élastique parfaitement plastique (modèle de Mohr-Coulomb)

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont :

- Le module d'Young E ,
- Le coefficient de Poisson ν ,
- La cohésion c ,
- L'angle de frottement ϕ ,
- L'angle de dilatance ψ .

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

élastique-parfaitement plastique (sans écoulement). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C \quad (5.2)$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 5.2).

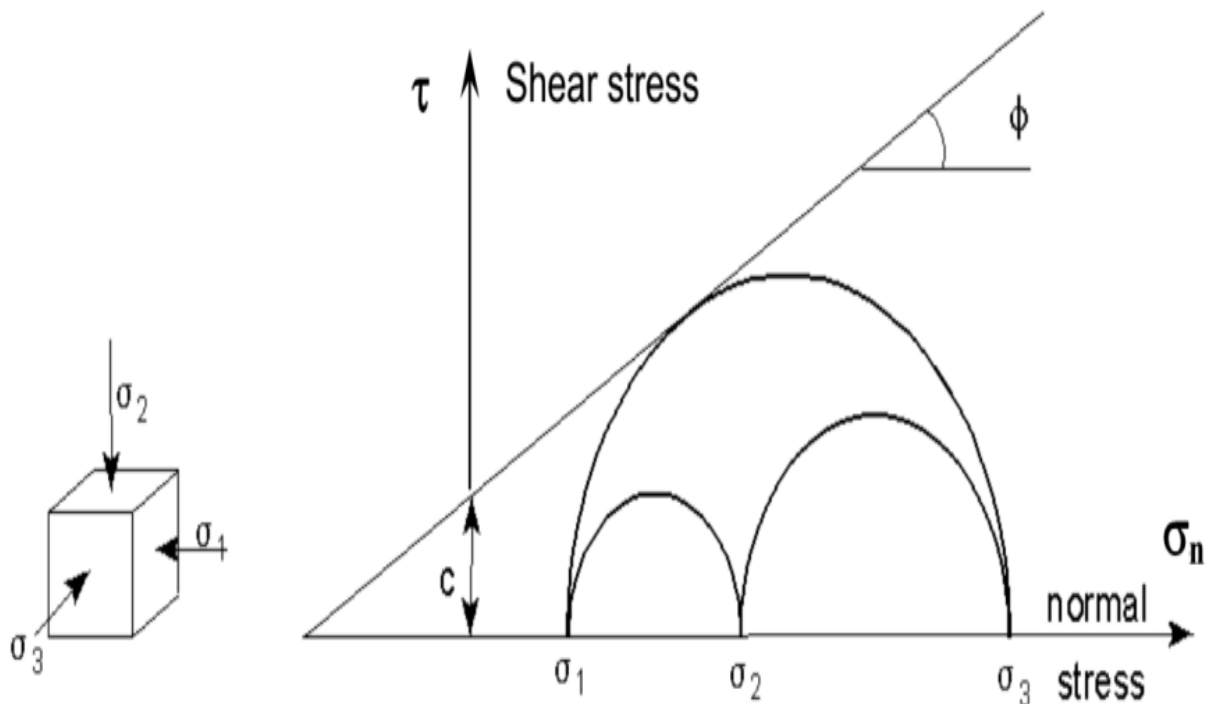


Figure IV .2 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle, considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés (figure IV .3).

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

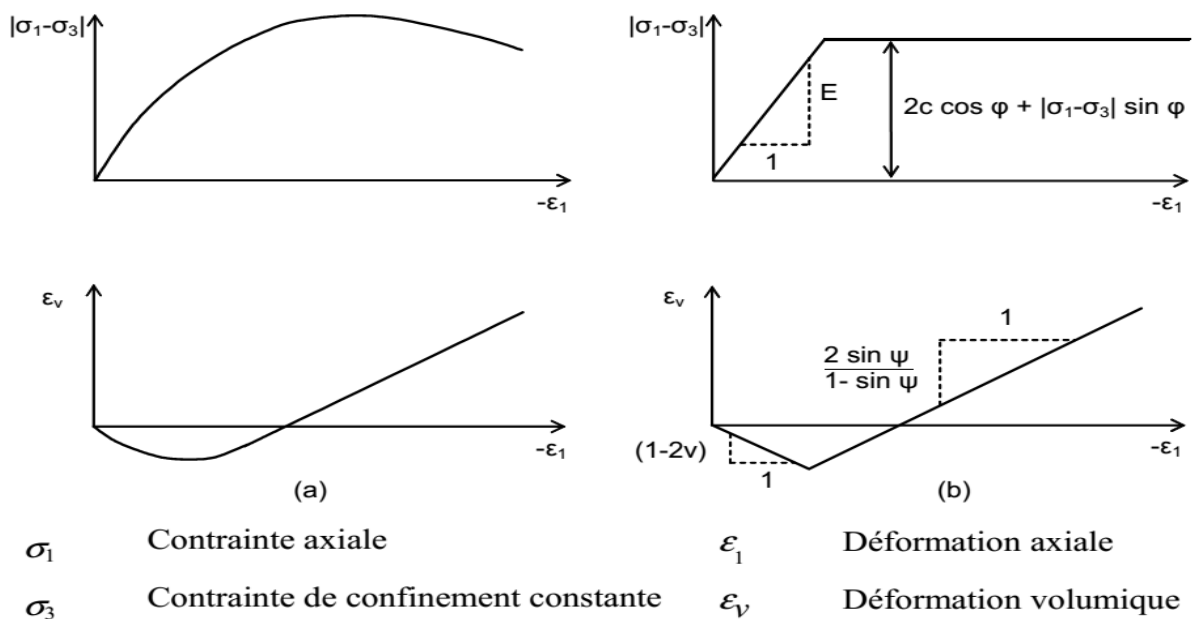


Figure V. 3 : Résultats d’essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)
(Brinkgreve et al, 2011).

V.2.3. Modèle de sol avec écouvissage (Hardening Soil Model)

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

V.2.4. 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. Ce modèle s’applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

V.3. Les éléments de la modélisation

V.3.1. Modélisation de sol

L’utilisateur de Plaxis doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L’élément par défaut de Plaxis est le triangle à 15 nœuds, il fournit des interpolations de quatrième ordre pour les déplacements.

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

La matrice de rigidité des éléments est évaluée par l'intégration numérique en utilisant en total douze points de Gauss (points de contrainte). Pour les triangles à 6 nœuds, l'interpolation est du second ordre, et l'intégration nécessite trois points de contraintes (Figure V.3).

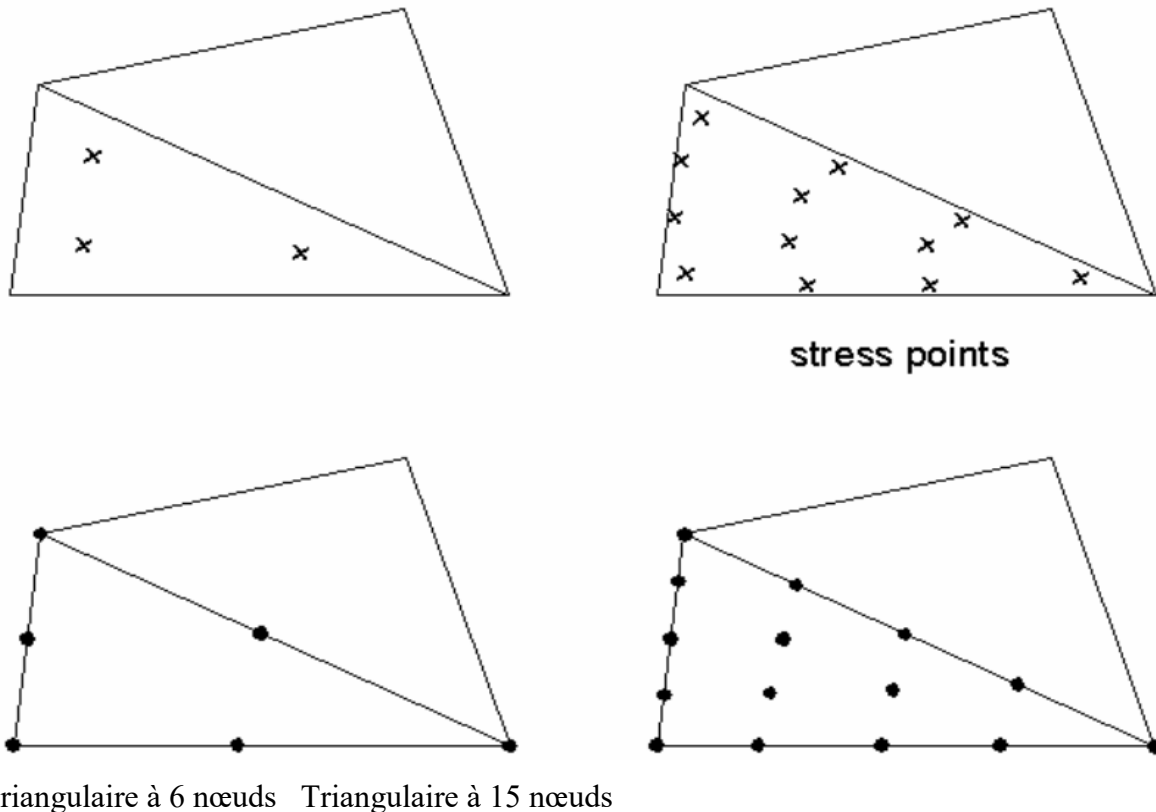


Figure V.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments du sol (Brinkgreve et al, 2011).

Dans cette étude, la masse de sol est modélisé par un maillage en éléments triangulaires à 15 nœuds comme montré sur la figure V.4. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui à produit des résultats en contraintes de haute qualité, sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, quoique les calculs et la manipulation soient donc un peu ralentis.

V.3.2. Plaques

Le logiciel Plaxis offre la possibilité de modéliser des éléments de structure tels que des fondations en béton armé, des murs, des blocs en béton, des voiles de soutènement, des coffrages, ...etc. par l'élément " Plate ". Ces éléments peuvent suivre des rhéologies élastiques et élasto-plastiques. Dans le cas d'une élasto-plasticité, le projecteur doit rentrer le moment de plastification de la poutre préalablement calculé. Dans les modélisations réalisées,

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

nous n'avons considéré qu'un comportement élastique. Les données demandées par le logiciel pour la modélisation des blocs en béton sont les suivantes :

- la valeur **EA** égale au produit de la section du bloc modulaire ($b \times h$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif ces blocs,
- la valeur **EI** égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif ces blocs.

A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de l'équation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (5.3)$$

V.3.3. Géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géogrilles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol. Les nappes géogrilles sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement élastique parfaitement plastique, l'élément est caractérisé par sa rigidité axiale **EA** (ou le module de rigidité **J**) et la tension interne **N**.

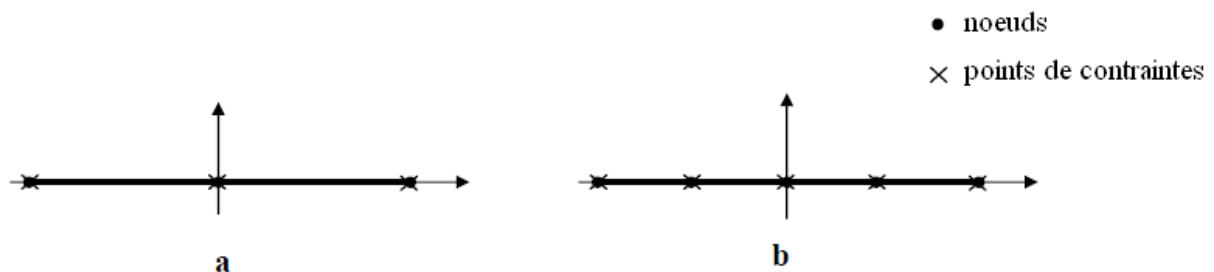


Figure V .5 : Position des nœuds et des points de contrainte sur les éléments de géogrille à 3 nœuds et à 5 nœuds.

V.3.4. Interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". La figure 5.6 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments de sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle. Chaque interface a une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (*Virtual thickness factor*) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de *Virtual thickness factor* est de 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

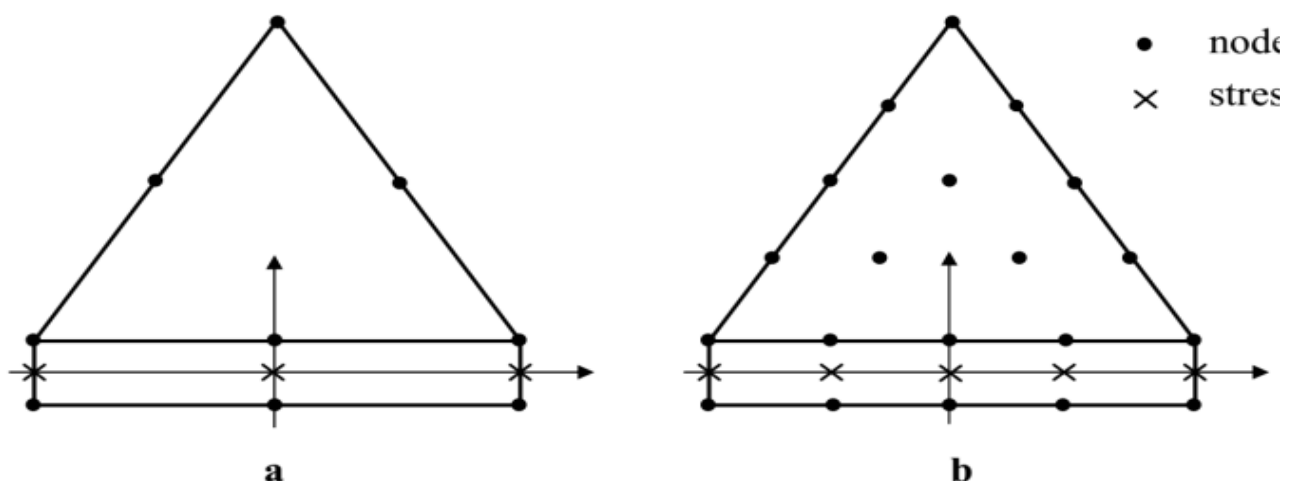


Figure V .6 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol : (a) élément à 6 nœuds ; (b) élément à 10 nœuds

(Brinkgreve et al., 2011)

V.4. Les démarches de Modélisation

V.4.1. Entrée des données

a. Géométrie du modèle

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

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

b. Conditions aux limites

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

c. Chargement

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

d. Propriétés des Matériaux

Dans Plaxis, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : Sols et interfaces (Soil & Interfaces), plaques (Plates), géogrilles (Geogrids) et ancrages (Anchors).

Le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir.

Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non- drainer ou non-poreux).

e. Génération automatique du maillage

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

f. Conditions initiales

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

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

V.4.2. Le calcul

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations et calcul de coefficient de sécurité. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

V.4.3. Analyse des Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments.

a. Déformations

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

b. Contraintes

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

V.5. Procédure de la simulation numérique

V.5.1. Présentation du cas étudié

On souhaite étudier le comportement d'une semelle filante reposant sur la surface d'une couche de sable, et d'analyser l'effet des inclusions de géogridde enveloppé sur la portance de la semelle construite sur sable. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur les figures V.4 et V.5 pour le sol non renforcé et renforcé respectivement. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 1.20 m de largeur et 0.60 m de hauteur.

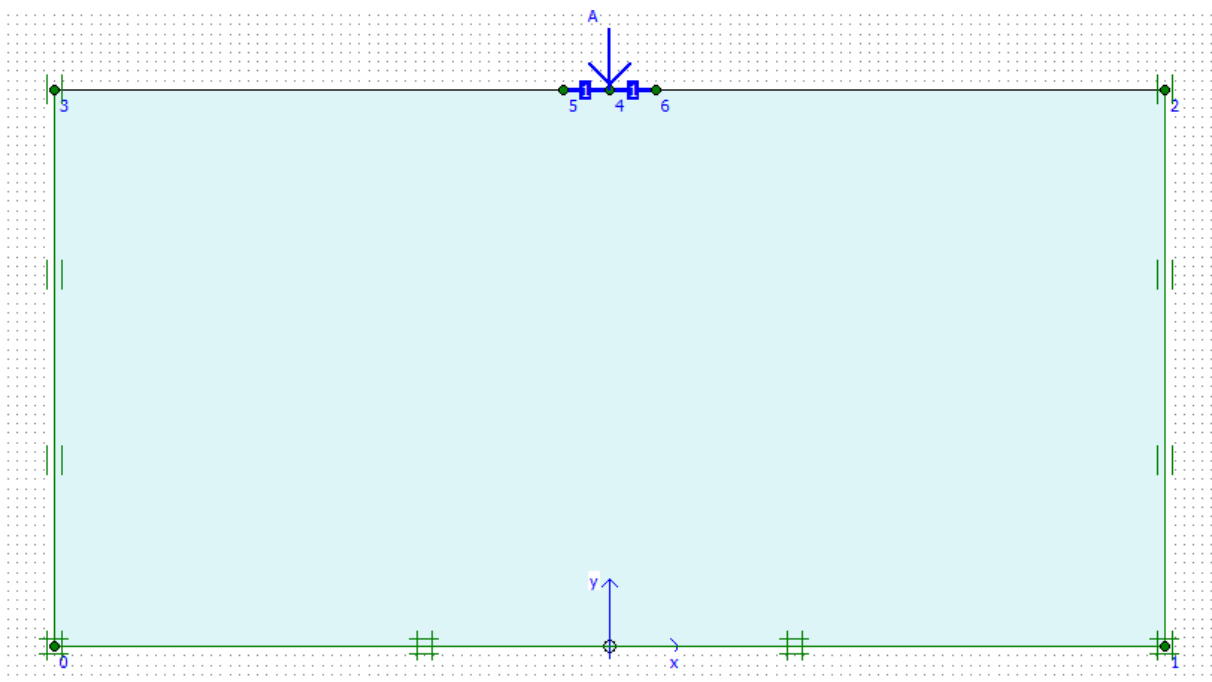


Figure V.7 : Géométrie du problème pour le sol non renforcé.

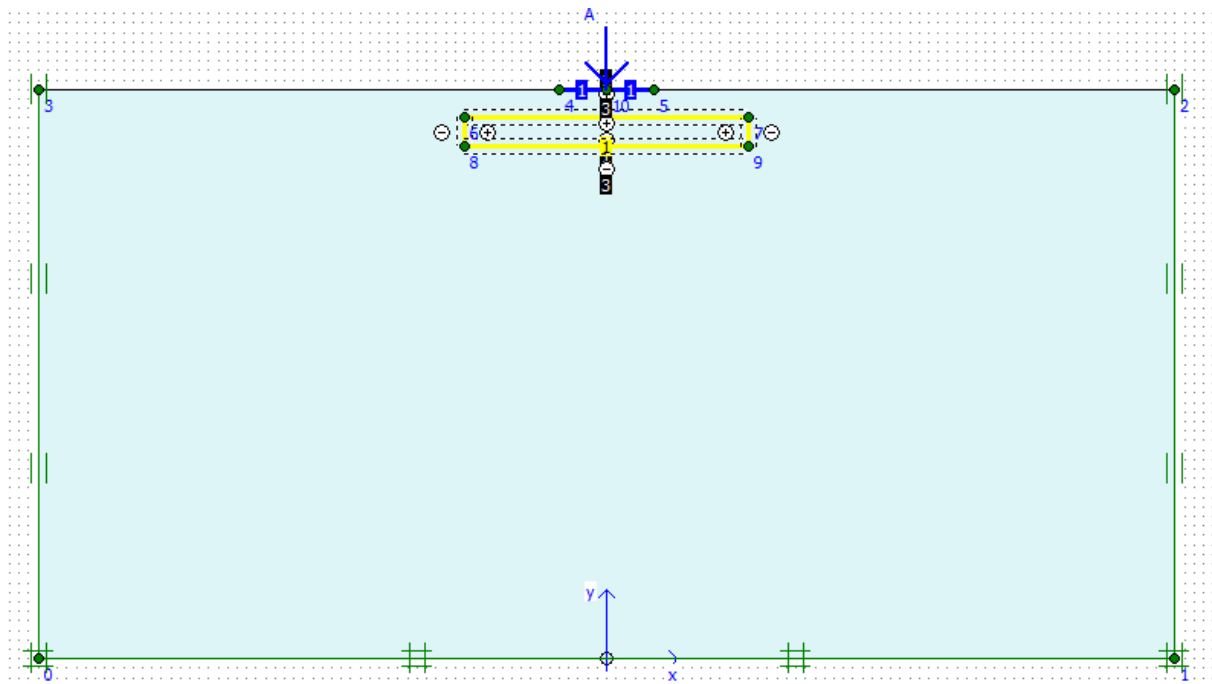


Figure V.8 : Géométrie du problème pour le sol renforcé.

V.5.2. Entrée des caractéristiques générales

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

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

a). Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Le problème est modélisé en déformation plane avec des éléments finis à 15 nœuds.

b). Conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, libres en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloquées au fond.

c). Chargement

On a choisit d'imposer une charge concentrée sur la semelle, conformément aux conditions réalisées expérimentalement.

d). Caractéristiques des matériaux

Les propriétés du sol et de renforcement sont résumées dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Propriétés du sol et de renforcement.

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Modèle type	Model	Mohr-coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	16.85	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	16.89	kN/m ³
Module de Young	E	15000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.05	kN/m ²
Angle de frottement	φ	39	°
Angle de dilatation	ψ	9	°
Rigidité axiale de la géogrid	EA	2000	kN/m

e). Génération du Maillage

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur *Medium*, puis, on le raffine localement (en

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

utilisant l'option *Refine line*) au niveau des géogrilles. Le maillage est présenté sur la figure V.9.

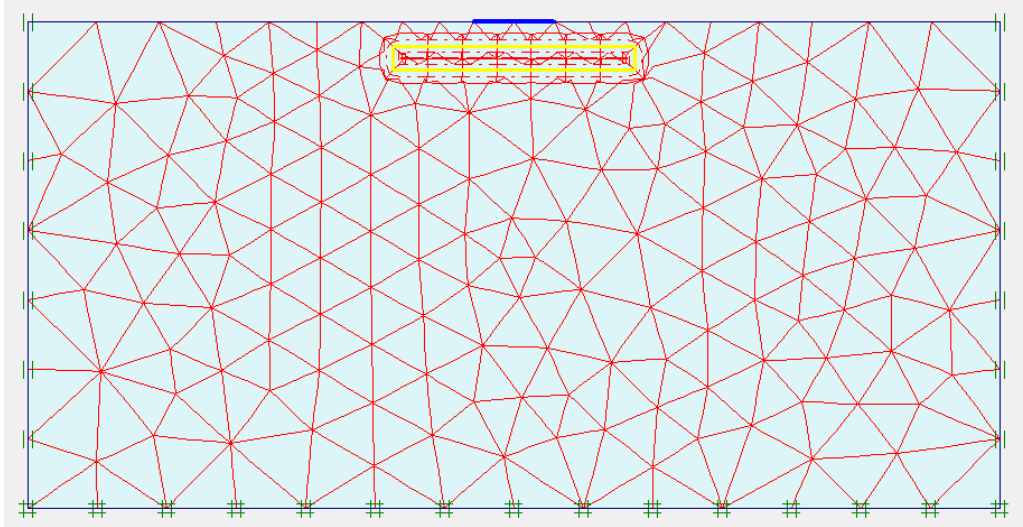


Figure V.9 : Maillage avant le calcul.

f). Conditions initiales

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

Les contraintes initiales sont alors calculées.

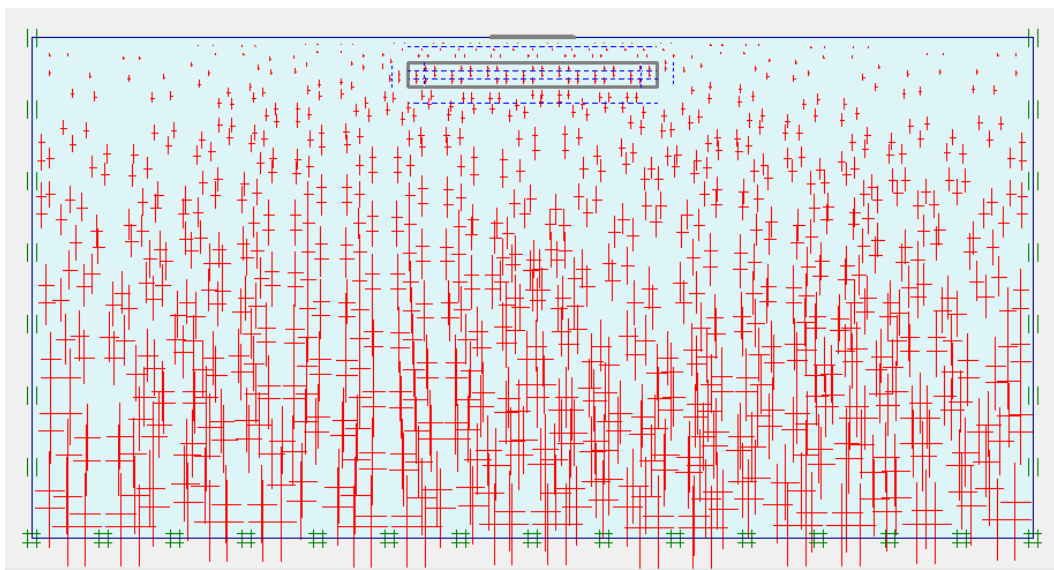


Figure V.10 : Valeurs des contraintes initiales.

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

V.5.3.Calculs

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

a).Général

On choisit un calcul plastique.

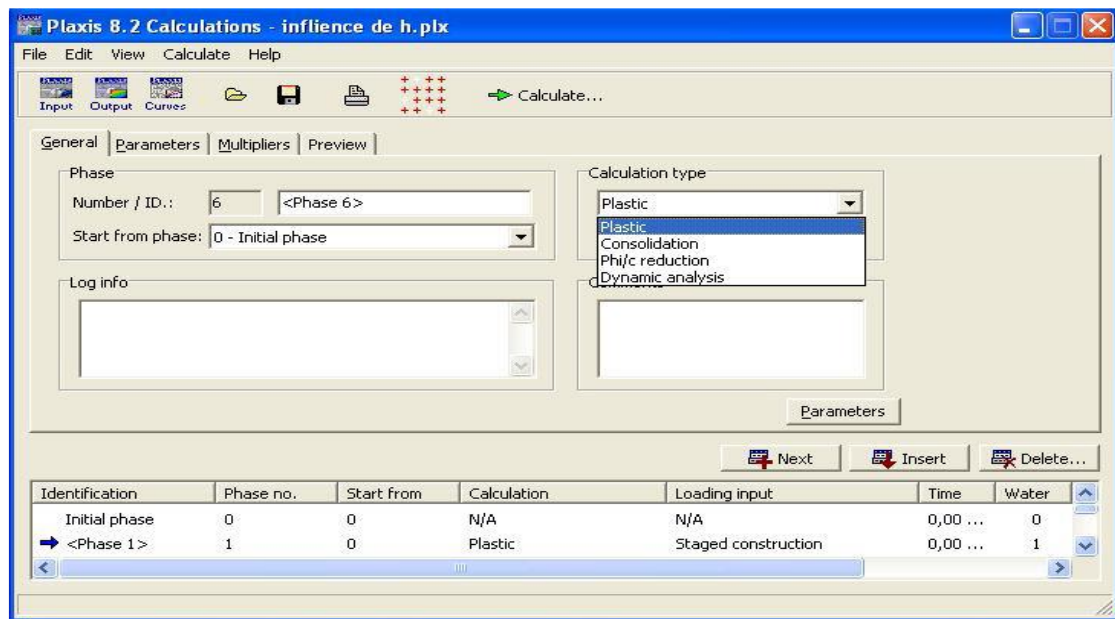


Figure V.11 : Menu général de calcul.

b). Paramètres

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

- Le chargement appliqué et donner sa valeur ;
- Les nappes de géogrilles selon le nombre désiré.

Puis on valide la définition de la phase par « Update ».

c). Points de contrôle

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

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

d). Calculs

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît l'évolution du calcul figure V.12.

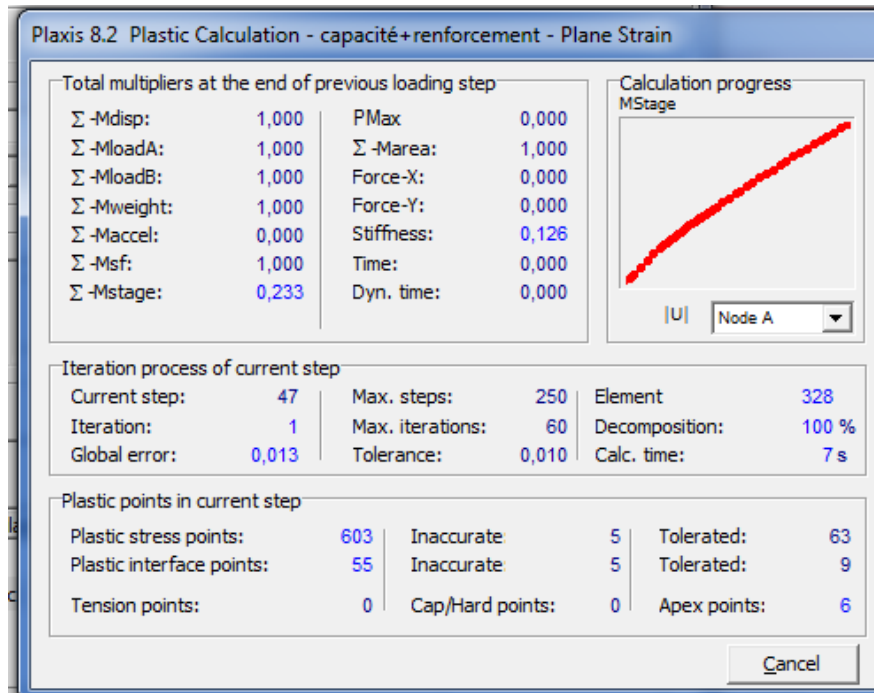


Figure V.12 : Fenêtre d'évolution de calcul.

V.6. Résultats

a. Validation du modèle numérique

Pour la vérification de la qualité des résultats numériques obtenus dans le présent travail avec le logiciel Plaxis, une validation de notre simulation numérique est nécessaire pour confirmer les résultats obtenus, et pour cela, une comparaison avec nos résultats expérimentaux est illustrée sur la figure V.13.

CHAPITRE V : Modélisation numérique et validation des résultats expérimentaux

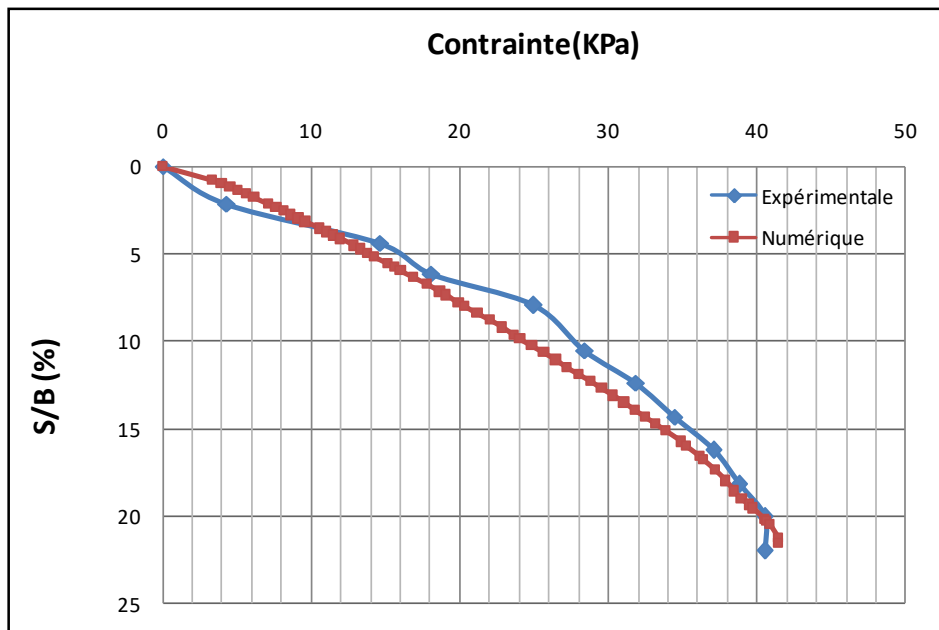


Figure V.13 : Validation du modèle numérique par les résultats expérimentaux.

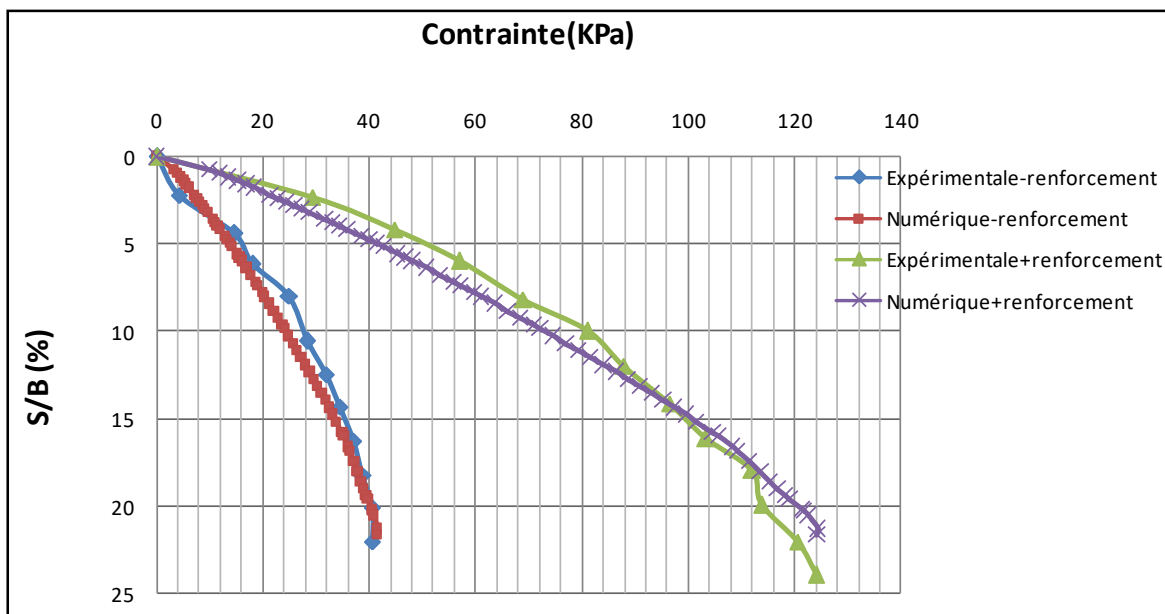


Figure V.14 : Validation du modèle numérique pour le cas du sable renforcé.

Sur la figure V.14 sont présentés les résultats expérimentaux et ceux calculés par la modélisation numérique pour le cas de la semelle renforcée par géogridde. On constate une légère différence entre les résultats expérimentaux et numériques, cette différence peut être expliquée par le fait qu'un modèle numérique en deux dimensions ne reflète pas avec fidélité un phénomène réel en 3 dimensions.

V.7. Influence des paramètres de renforcement

V.7.1. Influence du nombre de couches de renforcement (N)

Les variations de la capacité portante q en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes couches de renforcement sont présentées dans les figures V.12. Le comportement de la semelle posée sur du sable non renforcé est inclus également dans cette figure à titre de comparaison. A partir de cette figure, il est clair que les résultats obtenus par simulation en éléments finis sont en concordance avec les résultats obtenus expérimentalement. Ces résultats confirment et valident ceux obtenus en utilisant le modèle réduit, les différences enregistrées entre les courbes expérimentaux et celles obtenues numériquement sont dues dans la majorité des cas aux erreurs expérimentales non évitables ou aux défauts générés lors de la simulation numérique.

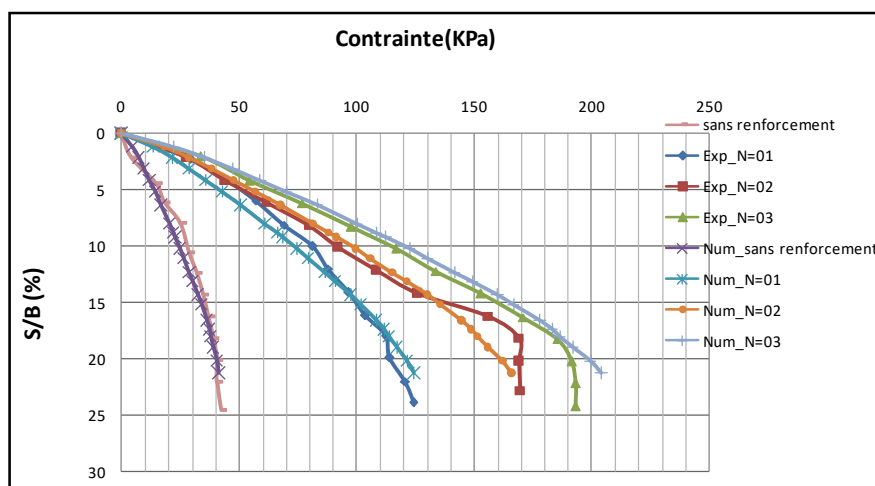


Figure V.15 : Influence du nombre de couches de renforcement sur la capacité portante.

V.7.2. Influence de la largeur de la couche de renforcement (b')

Sur la figure V.14 est présentée la comparaison des courbes de la capacité portante de la semelle renforcée par des nappes de géogridde de longueur $2B$ et $4B$, partir de la profondeur $0.3B$. Les résultats de la simulation par le logiciel Plaxis en très proche à ceux déduits expérimentalement et confirment que l'augmentation de la largeur de la nappe de renforcement augmente la charge limite de la semelle considérablement.

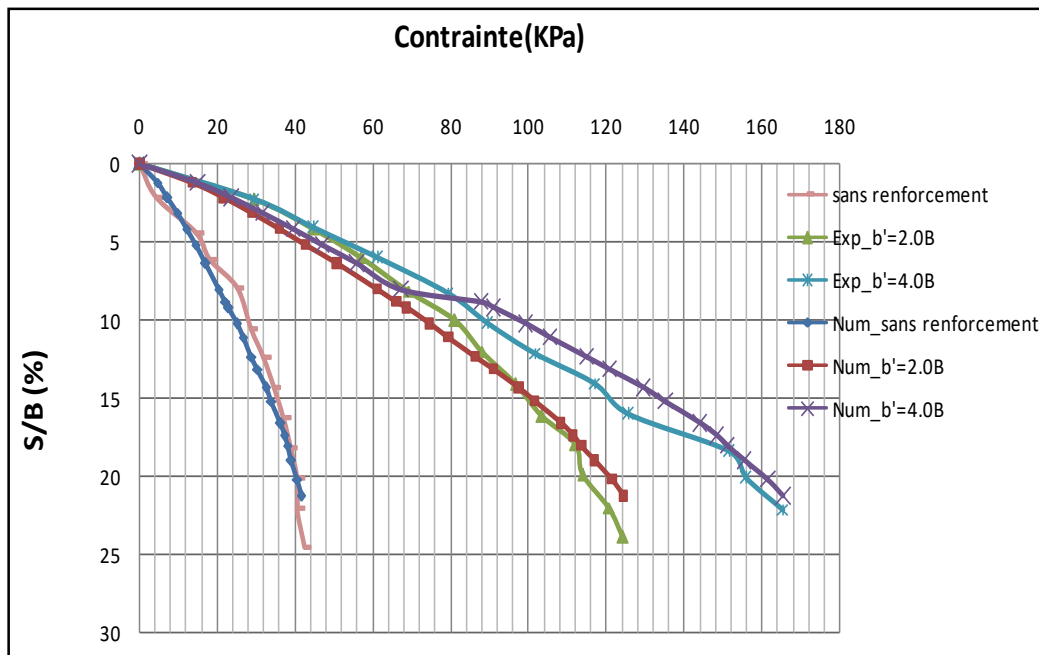


Figure V.16 : Influence de la largeur de la couche de renforcement sur la capacité portante.

V.8. Conclusion

Dans ce chapitre des simulations numériques par le code par éléments finis Plaxis ont été réalisées afin d'évaluer la capacité portante d'une fondation filante posée sur une couche de sable renforcé par multi-nappes de géogridde enveloppé, en comparant les résultats obtenus, présentés sous la forme de graphiques, avec ceux tirés expérimentalement. Les courbes obtenues à partir des modèles numériques sont en concordance avec ceux obtenus à partir des modèles physiques et confirment l'intérêt de l'utilisation de ce type de renforcement pour l'amélioration de la capacité portante des sols à faible portance.

Conclusion générale et perspectives

A travers ce travail de fin d'études nous avons essayé de résoudre le problème de l'amélioration de la portance des sols par la technique de renforcement par des géogrilles enveloppés. Cette étude est basée sur un processus expérimental sur un modèle réduit et la modélisation numérique par éléments finis, en utilisant le code des éléments finis PLAXIS version 8.2.

La performance et l'efficacité de la technique adoptée sont démontrées à travers plusieurs séries d'essais sur un modèle réduit d'une semelle filante reposant sur sable de faible capacité portante, en faisant varier les paramètres influençant la capacité portante.

Les résultats obtenus ont été comparés avec des solutions numériques basées sur la méthode des éléments finis. Nous avons aussi montré à travers une étude paramétrique, l'effet de certains paramètres sur la variation de la capacité portante, tels que la profondeur de la première couche de renforcement, la largeur et l'épaisseur de ces couches, ainsi que leur nombre. A l'issue de cette étude on peut présenter les conclusions suivantes :

- L'introduction des nappes de géogrilles augmente considérablement la capacité portante des sols et réduit le tassement des fondations ;
- L'effet de renforcement devient négligeable au-dessous de la profondeur de renforcement, celle-ci a été évaluée à environ $0.6B$;
- La capacité portante d'une semelle sur sable renforcée augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de renforcement ;
- les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits.

Conclusion générale

Perspectives

En raison du temps limité, cette étude n'a pas pu toucher tous les facteurs. La recherche recommandée pourrait viser les points suivants :

- Généraliser cette étude pour le cas de sable dense et très dense ;
- Tenir compte de d'autres paramètres tels que l'espacement entre les nappes de renforcement ou d'autres types de renforcement ;
- Utiliser des inclusions verticaux tels que les colonnes ballastées et les micros pieux ;
- Modélisation du problème en 03 dimensions pour mieux représenter le phénomène expérimental.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **Adams, M.T., and Collin, J.G., 1997.** “Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 6672.
- [2] **Abramento M., Castro G.R., Campos S.J.A.M.,** “Short and long-term analysis of a reinforced embankment over soft soil”. 7th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 139-142., 2002.
- [3] Américain Association of States Highway and Transportation Official (AASHT). **Terzaghi (1929).**
- [4] **Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. (2001)** Plaxis 3D Tunnel (Validation manual). Balkema, Lisse. COB Centre for Underground Construction (1996) Parameterset voor de predicties, COB Report K100-W004. Gouda.
- [5] **Djeridi S. (2018).** ‘Analyse numérique de la portance des fondations superficielles sur sol renforcé. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider, Biskara, 2018.
- [6] **Fascicule n° 62, titre V, 1993.** Ministère de l’Équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, n° 93-3 182 p. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux.
- [7] **Frank R (1999).** "Calcul des fondations superficielles et profondes". Techniques de l’Ingénieur, Presses de l’ENPC, 141 p.
- [8] Guide des terrassement routiers Français (**GTR**), 2000. Guide technique SETRA.
- [9] **Holtz RD (2001).** "Geosynthetics for soil reinforcement". 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November.
- [10] **Herle V., Herle I.,** “Road embankments with reinforced base on peat”. 7 th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 5-34, 2002.
- [11] **ISO TR 20432,** Mars 2007. Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement.
- [12] **NF EN ISO 9862,** Août 2005. Géosynthétiques. Echantillonnage et préparation des éprouvettes.
- [13] **NF EN ISO 10318,** Mai 2006. Géosynthétiques. Termes et définitions.

Références bibliographiques

- [14] **NF EN ISO 10319**, Août 2008. Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.
- [15] **NF EN ISO 12957-1**, Septembre 2005. Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai de cisaillement direct.
- [16] **NF EN ISO 12957-2**, Septembre 2005. Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai sur plan incliné.
- [17] **NF EN ISO 13431**, Janvier 2001. Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction.
- [18] **Prandtl L (1920)**. "Über die härte plastischer körper". Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, 1920, 74-85.
- [19] **Rowe R.K.**, "Geosynthetic reinforced embankments over soft foundations". 7th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 5-34, 2002.
- [20] **SIMSTF** (société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondation) Rapport du comité technique sur les essais de pénétration dans les sols (TC16). Procédures d'essais de référence (CPT-SPT-DP-WST).
- [21] **Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E.S., and Atalar, C., 2002**. "Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand." *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, pp. 169-180
- [22] **Vesic AS (1963)**. "Bearing capacity of deep foundations in sand". *Highw Res Rec* 39:112–153.
- [23] **Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., and Saglamer, A., 1994**. "Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No.12, pp. 2083-2099.