République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.
Université de Médéa Yahia Fares
Département de Génie Mécanique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme master en Génie Civil
Option : Géotechnique

Analyse par éléments finis d'une fondation superficielle sur un sol renforcé par des géogrilles.

Présentée par :

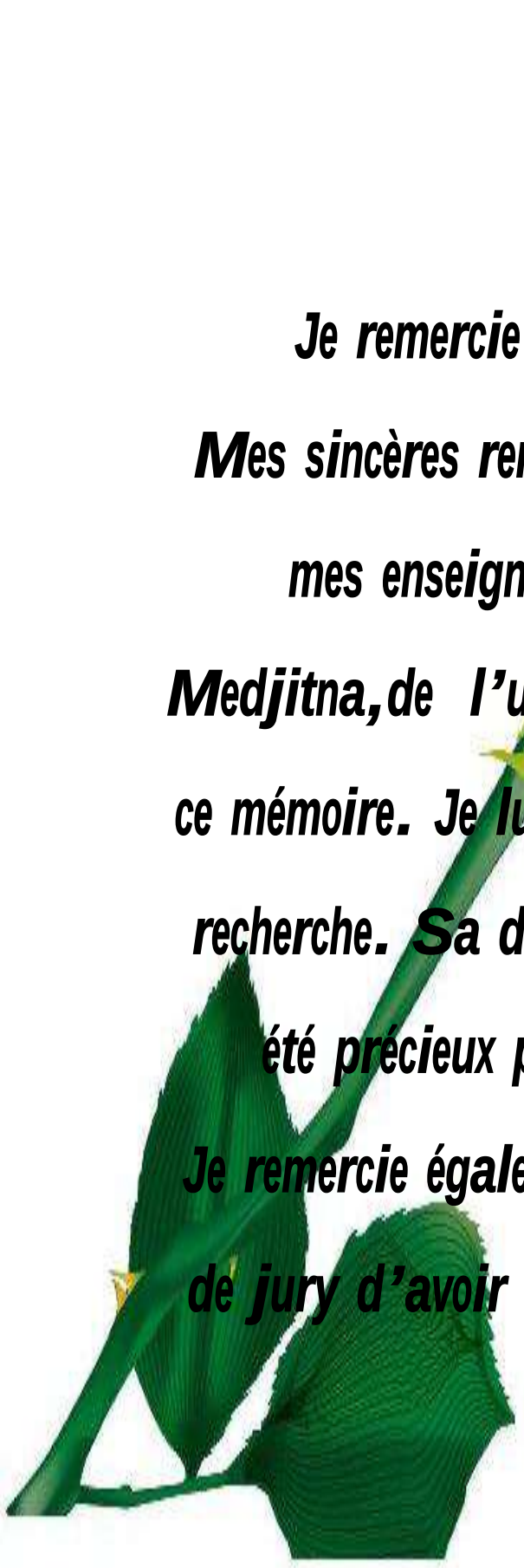
YOUS Nour El Houda

Dirigée par :

Mme . Medjitna

Promotion September 2012

Remerciement



Je remercie en premier dieu pour tout.

Mes sincères remerciements et gratitudes à tous mes enseignants et en particulier Mme Medjitna,de l'université de Médéa qui a dirigé ce mémoire. Je lui dois mes premiers pas dans la recherche. Sa disponibilité et ses conseils m'ont été précieux pour mener à bien ce travail.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Dédicaces



En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours présents dans mon cœur,

Mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices,

Mes frères Mohamed, Abdelkader, mes sœurs Nassira, Aicha, Zinab et ma grande famille ,Mon mari et sa famille, Mes amis(es) fatma et Mohamed chekhtouhami

Mes collègues de promotion ; et à tous personnes ayant contribués à ce travail de prés ou de loin

Résumé

Le renforcement des sols est de plus en plus utilisés dans le domaine du Génie Civil. Ce renforcement est effectué par différents matériaux : géotextiles, armatures, inclusions, micros pieux, etc..... ils permettent un meilleur report des charges vers les renforcements, et une réduction et une homogénéisation des tassements.

Le principe des sols renforcés par des géogrilles est basé sur l'existence d'une résistance à la traction des nappes de géogrilles et l'interaction sol-géogrille due au frottement et à la cohésion du sol.

L'objectif de ce mémoire est l'analyse numérique par éléments finis d'une fondation soumise un chargement statique et placée dans un sol renforcé par des géogrilles.

Une étude paramétrique permettra de caractériser l'effet du matériau de renforcement sur la capacité portante de la fondation en tenant compte des propriétés physiques et géométrique du sol et de la fondation**.**

Mots-clés : Géogrilles, sable, Plaxis, Eléments finis, Capacité portante, Fondation superficielle.

Abstract

Soil reinforcement is increasingly used in the field of Civil Engineering. This building is made by different materials: geotextiles, reinforcement, inclusions, micro piles, etc. ..... they allow better load transfer to the reinforcement and reduction and homogenization of subsidence.

The principle soil reinforced with geogrids is based on the existence of a tensile strength of the sheets of geogrid and soil-geogrid interaction due to friction and cohesion of the soil.

The objective of this paper is the finite element analysis of a foundation subjected static loading and placed in a soil reinforced by geogrids.

A parametric study will characterize the effect of reinforcing material on the bearing capacity of the foundation taking into account the physical and geometric soil and the foundation.

Key words: geogrids, sand, Plaxis, finite elements, bearing capacity, shallow foundation.

ملخص

هـذه المـذكرة تقـدم دراسـة باسـتعمال طريقـة العناصـر المنتهيـة حـول قـوة التحمـل القصـوى للقواعـد الموضـوعة علـى رمـل مقـوى بالألياف البلاسـتيكية الشـبكية ; العمليـات الحسـابية تمـت باسـتعمال برنـامج العناصـر المنتهيـة **بلاكسيس.**

أهداف هذه الدراسة هي -إيجاد تأثير الألياف البلاستيكية الشبكية على خصائص قوة التحمل القصوى للقواعد.

-تحديد العوامل الهندسية لوضع الألياف البلاستيكية الشبكية.

العوامل الهندسية المعتبرة في هذه الدراسة هي :عدد الألياف البلاستيكية الشبكية (N)والبعد بين مختلف الألياف البلاستيكية الشبكية (h) .

يتضح أن السلوك تحميل-هبوط و قوة التحمل القصوى يمكن أن يتحسنا تحسنا معتبرا نتيجة إدخال الألياف البلاستيكية الشبكية. .

كلمات البحث: الألياف البلاستيكية الشبكية، والرمل، بلاكسيس، ا العناصر المنتهية, قوة التحمل القصوى ،القاعدة .

Sommaire

1.1. Introduction : 1

1.2. Objectifs du travail effectué : 1

1.3. Plan du mémoire : 2

2. 1 Introduction : 3

2. 2 Les géosynthétiques : 3

2. 2 .1 Définition : 3

2 .2.2 Les types principaux de géosynthétiques 3

2. 2. 2.1 Les géotextiles 4

2.2.2.1.1 Les géotextiles non-tissés : 4

2.2.2.1.2 Les géotextiles tissés : 5

2.2.2.1.3 Les géotextiles tricotés : 6

2.3 Produits apparentés : 7

2.3.1 Géogrilles : 7

2.3.1.1 Mono-axiale: 7

2.3.1.2 Bi-axiale : 8

2.3.1.3 Géogrille uniaxiale : 9

2.3.2 Un géofilet : 10

2.3.3 Mattes : 10

2.3.4 Tissé de bandelette : 10

2.3.5 Géomembranes : 11

2.3.6 Les géocomposites : 11

2.4 Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement : 13

2.5 Les avantages de geogrilles : 13
2.6 Les inconvénients de geogrilles : 14
2.7 Les applications des géosynthétiques : 14
2.7.1 Séparation : 14
2.7.2 Filtration : 15
2.7.3 Drainage : 15
2.7.4 Renforcement : 16
2.7.4.1 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires : 17
2.7.4.2 Constructions de murs en remblai renforcée par géosynthétiques et renforcement des talus raidis : 18
2.7.5 Confinement des (barrières aux) fluides/gaz : 19
2.7.6 Contrôle de l'érosion : 19
2.7.7 La protection ou fonction anti- poinçonnante : 20
2.8 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement : 20
2.9 Principaux caractéristiques des géosynthétiques : 21
2.9.1 Résistance et déformabilité : 21
2.9.2 Frottement sol-géogrille : 22
2.9.3 Resistance a l'endommagement : 23
2.10 Conditions de mise en œuvre : 23
2.11 Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille : 24
3.1Généralités sur la capacité portante des sols non renforcés : 25
3.1.1 Introduction : 25
3.2 Principaux types de fondations superficielles : 25
3.2.1 Les fondations filantes : 26
3.2.2 Les fondations isolées : 27
3.2.3Les radiers ou dallages : 27

3.3 La capacité portante et le tassement : 28
3.4 Types de rupture dans le sol à une charge ultime : 29
3.5 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles : 32
3.5.1 A partir des essais de laboratoire méthode « *c*-□ » : 33
3.6 Philosophies de conception des fondations : 34
3.6.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation du facteur de sécurité) : 34
3.6.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité) : 34
3.7 Généralités sur la capacité portante des sols renforcés : 36
3.7.1 Introduction : 36
3.7.2 Etude expérimentale : 38
3.7.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles : 38
3.7.2.2 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits : 38
3.7.3 Etude analytique : 41
3.7.4 Etudes numériques : 43
3.8 Conclusion : 43
4.1 Introduction : 44
4.2 Bref historique sur la méthode des éléments finis : 45
4.3 Concepts de base : 45
4.4 Calculs par la MEF : 45
4.5 Présentation de PLAXIS : 46
4.5.1 Introduction : 46
4.5.2 Le code éléments finis Plaxis : 48
4.5.3 Options par défaut et solutions approchées : 48
4.6 Les modèles de comportement des sols dans le code d'élément finis Plaxis : 50
4.6.1 Introduction : 50
4.6.2 Contrainte totales, effectives et pressions interstitielles : 50
4.6.3 Modèle élastique linéaire : 51

4.6.4 Le modèle Mohr-Coulomb : 52
4.6.5 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model H.S.M) : 53
4.6.6 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M) : 55
4.6.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model 57
S.S.C.M) : 57
4.7 Conclusion :……..57
5.1 Introduction : 59
5.2 Procédure de la simulation numérique :....59
5.2.1 Présentation du modèle de référence : 59
5.2.1.1 La géométrie du problème :....59
5.2.1.2 Caractéristiques des matériaux : 60
5.2.1.3 Génération du Maillage :....61
5.2.1.4 Calculs :....62
5.3 Résultats : 64
5.4.Effet du l'introduction du renforcement sur la capacité portante de la fondation :....68
5.5 .Effet du nombre de nappes :....68
5.6. Effet de l'espacement des nappes :....70

Liste des figures

Figure	Désignation	Page
Figure 2.1 :	Exemple de géotextile non tissé……..	5
Figure 2.2 :	Exemple de géotextiles tissés ……..	6
Figure 2.3 :	Exemple de géotextile tricoté ……..	7
Figure 2.4 :	Géogrilles mono-axiales …….	8
Figure 2.5 :	Géogrilles bi-axiales…….....	8
Figure2.6 :	Géogrille uniaxiale ……. ……	9
Figure 2.7 :	L'enchevêtrement des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)…….	10
Figure 2.8 :	Un tissé de bandelettes ……	10
Figure 2.9 :	Géomembranes ……	11
Figure2.10:	Géocomposite……...	12
Figure2.11:	l'utilisation des géosynthétique dans la séparation……..	15
Figure2.12:	Applications de géosynthétiques comme drains……...	16
Figure2.13:	Renforcement de sol…….	17
Figure2.14:	remblai renforcé par géogrilles…….	17
Figure2.15:	Murs en terre renforcée par géogrilles…….....	18
Figure2.16:	Les géogrilles anti-érosion……...	20
Figure2.17:	Essai de traction……	21
Figure2.18:	Boîte de cisaillement ……...	22
Figure2.19:	Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille …….	24
Figure 3.1 :	Fondation superficielle…….....	26
Figure 3.2 :	Fondation filante ……..	26
Figure 3.3 :	Fondation isolée ……..	27
Figure 3.4 :	Fondation de type radier ……	28
Figure 3.5 :	Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle ……..	29
Figure 3.6 :	Rupture par cisaillement généralisé ……	30
Figure 3.7 :	Rupture par cisaillement localisé…….	31
Figure 3.8 :	Rupture par poinçonnement ……	32
Figure 3.9 :	Fondation filante encastrée……...	33

Figure	Désignation	Page

Figure 3.10 :	Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement ……	37
Figure 3.11:	Différents paramètres géométriques des sols renforcés….....	38
Figure 3.12 :	Nature générale de la variation de u/B ……	39
Figure 3.13 :	Variation BCRu en fonction de h/B ……	40
Figure 3.14 :	Variation BCRu en fonction de b/B …….....	41
Figure 3.15 :	Frontière rigide ……	42
Figure 3.16 :	Effet de membrane ……..	42
Figure 3.17 :	Effet de confinement ……...	43
Figure 4.1 :	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire……	52
Figure 4.2 :	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire..	52
Figure 4.3 :	surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion……...	53
Figure 4.4 :	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model……	54
Figure 4.5 :	Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model…..	55
Figure 4.6 :	surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent…..	55
Figure 4.7 :	surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q), et dans l'espace des contraintes principales……..	56
Figure 4.8 :	Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q……	57
Figure 5.1 :	Géométrie du problème pour le sol non renforcé…….	59
Figure 5.2 :	Géométrie du problème pour le sol renforcé……	60
Figure 5.3 :	Génération du maillage non renforcé…….……..	61
Figure 5.4 :	Génération du maillage renforcé…….	62
Figure 5.5 :	Menu général de calcul…….	63
Figure 5.6 :	Fenêtre d'évolution de calcul……...	64
Figure 5.7 :	Maillage déformée ……...	65
Figure 5.8 :	Maillage déformée...…….	65
Figure 5.9 :	Déplacements totaux…….....	66

Figure	Désignation	page
Figure 5.10 :	Déplacements totaux…..……..	66
Figure 5.11 :	Contraintes totales……..……..	67
Figure 5.12 :	Contraintes totales ……...	67
Figure 5.13 :	Courbe charge-déplacement pour une charge de 550KN/m²…	68
Figure 5.14 :	Courbe charge-déplacement…….	73
Figure 5.15 :	Variation de BCR_u en fonction de h/B avec N=3…….	70

Liste des Tableaux

Tableau 3.1 :	Résultats à partir d'essais in situ ……..	***36***
Tableau 5.1 :	Paramètres géotechniques du sol …….	***61***

Principales notations

Lettres latines

b Largeur des nappes.

B Largeur de la fondation.

BCR_u Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.

BCR_s Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné, s.

D Encastrement de la fondation.

d Profondeur de renforcement.

E Module d'Young.

EA Rigidité normale.

h Distance entre les nappes.

l Longueur des nappes.

N Nombre des nappes de renforcement.

N_γ et N_C Facteurs de la capacité portante.

q_R et q Charge par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un tassement s, respectivement avec et sans renforcement.

q_0 Capacité portante du sol non renforcé.

q_r Capacité portante du sol renforcé.

s Tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.

u La distance entre la base de la fondation et la première nappe.

r…….....rayon de la fondation circulaire.

Lettres grecques

γ_{sat} : Poids volumique saturé [kN/m³]

ν : Coefficient de Poisson [-]

σ : Contrainte [kN/m²]

φ : Angle de frottement interne du sol [°]

ψ : Angle de dilatance du sol [°]

Q_l : Charge à un certain déplacement.

$\boldsymbol{\gamma}$: Poids volumique du sol.

CHAPITRE 01

Introduction générale

1.1. Introduction :

Un géosynthétique est un produit, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène) ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les géosynthétiques sont plus faciles à installer sur site et généralement moins onéreux car il est souvent difficile de disposer des matériaux granulaires conformes aux spécifications et leur source d'approvisionnement est souvent éloignée et soumise à des restrictions environnementales et sont utilisés généralement pour remplir l'une des fonctions suivantes: séparation, renforcement, filtration, protection ou drainage.

Ces fonctions sont complémentaires mais une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres. Les principaux types incluent Géotextiles, Géogrilles, Géomembranes, Géofilet et Géocomposites.

Le concept du sol renforcé par géogrilles est basé sur l'existence d'une résistance à la traction des nappes de géogrilles et l'interaction sol-géogrille due au frottement et à la cohésion du sol.

1.2. Objectifs du travail effectué :

L'objectif de ce projet est l'analyse numérique par éléments finis d'une fondation soumise un chargement statique et placée dans un sol renforcé par des géogrilles.

Une étude paramétrique permettra de caractériser l'effet du matériau de renforcement sur la capacité portante de la fondation en tenant compte des propriétés physiques et géométrique du sol et de la fondation.

Les facteurs qui seront considérés sont :

- Le nombre des nappes de renforcement : (N).
- La distance entre les nappes : (h).

1.3. Plan du mémoire :

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

- Dans le premier chapitre, une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.
- Les géosynthétiques et leurs applications au renforcement des sols ont été traités au second chapitre.
- Des généralités sur la capacité portante des sols renforcés et non renforcés a été traitée au troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre a été réservé à un bref aperçu sur la méthode des éléments finis et l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique .il comprend également une présentation de l'outil de simulation numérique PLAXIS.
- Au cinquième chapitre, le modèle géotechnique établi pour cette étude est présenté. Les résultats obtenus sont également présentés et analysés dans ce chapitre.
- Finalement, les conclusions principales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire.

CHAPITRE 02

Géosynthétiques Et Leurs Applications Au Renforcement des Sols

2. 1 Introduction :

Les géosynthétiques sont plus faciles à installer sur site et généralement moins onéreux car il est souvent difficile de disposer des matériaux granulaires conformes aux spécifications et leur source d'approvisionnement est souvent éloignée et soumise à des restrictions environnementales et sont utilisés généralement pour remplir l'une des fonctions suivantes: séparation, renforcement, filtration, protection ou drainage.

Ces fonctions sont complémentaires mais une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres. Les principaux types des géosynthétiques incluent Géotextiles, Géogrilles, Géomembranes, Géofilet et Géocomposites.

Le concept du sol renforcé par géogrilles est basé sur l'existence d'une résistance à la traction des nappes de géogrilles et l'interaction sol-géogrille due au frottement et à la cohésion du sol.

2. 2 Les géosynthétiques :

2. 2 .1 Définition :

Les géosynthétiques sont constitués de fibres polymères synthétiques et sont utilisés généralement pour remplir l'une des fonctions suivantes: séparation, renforcement, filtration, protection ou drainage. Ces fonctions sont complémentaires mais une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres. Les principaux types des géosynthétiques incluent Géotextiles, Géogrilles, Géomembranes, Géofilet et Géocomposites .

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L´avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L´avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L´avantage du PP est aussi une très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

2 .2.2 Les types principaux de géosynthétiques

Deux types principaux :

- les géotextiles et produit apparentés (perméables aux liquides et aux gaz. Les plus connus sont les géotextiles non-tissés aiguilletés et thermo soudés, les tissés, les tricotés, les géogrilles,les géoespaceurs ,les géocells,etc.
- les géomembranes et géosynthétiques bentoniques (imperméables aux liquides et aux gaz.les plus connus sont les géomembranes en PEHD, PVC, PP, EPDM, bitumineuses.et les géosynthétique bentonitiques sous forme cousue, collée ou aiguilletée.

Chaque famille dispose de sous-famille pouvant elles-mêmes être assemblées les unes aux autres pour former des géocomposites.

2. 2. 2.1 Les géotextiles

Les Géotextiles sont des tissus, tissés ou non-tissés, appliqués dans les travaux . Les exigences fonctionnelles ensemble avec le cout de production afin d'atteindre les exigences, décident quel type de géotextile sera appliqué.

L'avantage le plus important est la diversité et la possibilité de produire des géotextiles adéquats aux exigences de la situation. Les applications les plus importantes sont la séparation, le renforcement, la protection et la filtration.

Les matières primaires principales sont forcement, la protection et la filtration. Les matières primaires principales sont polypropylène, polyester et polyéthylène.

2.2.2.1.1 Les géotextiles non-tissés :

Est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

-La liaison mécanique : est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguillet).

-La liaison chimique : est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.

-La liaison thermique : est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : on obtient une fusion partielle des points de contacts des fibres (non tissé thermo soudé).

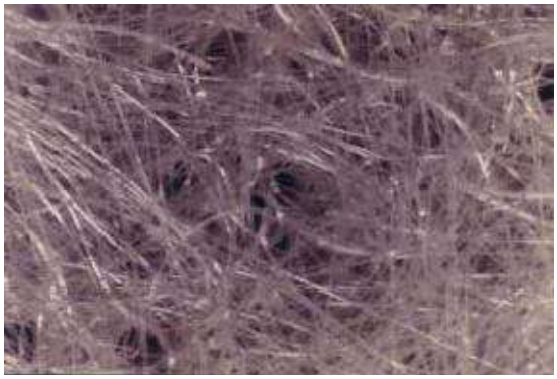


Figure 2.1 Exemple de géotextile non tissé.

2.2.2.1.2 Les géotextiles tissés :

À l'opposé des non-tissés qui sont composés de fibres, les géotextiles tissés sont constitués de fils qui peuvent être de différents types : monofilament, fils multi filamentaires, fils de fibres courtes, bandelettes. Ces fils sont entrecroisés dans le plan dans deux directions perpendiculaires, le sens machine (chaîne) et le sens travers (trame), selon un patron donné (nombre de fils par cm, armure ou type d'entrecroisement) pour former une étoffe très anisotrope.

En règle générale, on retrouve les mêmes types de polymère que dans le cas des non-tissés, quoique d'autres matériaux tels les filaments de verre, soient utilisés pour des applications spécifiques.

Il existe une grande variété de métiers à tisser, cependant il est possible de classifier les produits qui en découlent en deux grandes classes. Les tissus conventionnels et les tissus à étoffes multiples. Les seconds, plus difficiles à mettre en œuvre, permettent l'obtention de produits très variés de type tridimensionnel, pouvant répondre à des applications très spécifiques.

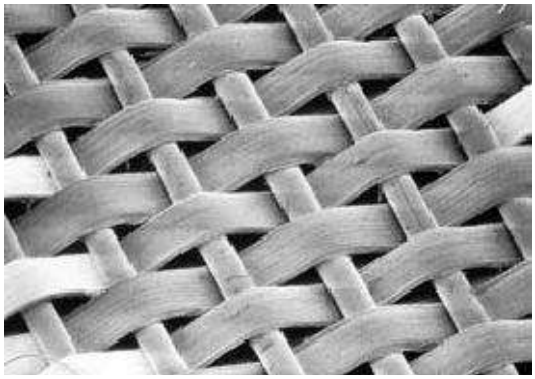


Figure 2.2 Exemple de géotextile tissé

2.2.2.1.3 Les géotextiles tricotés :

Traditionnellement, les géotextiles tricotés étaient uniquement ceux utilisés à la façon de bas, autour des tuyaux de drainage. Les tricots trames issus des tricoteuses circulaires semblent en effet appropriés à ce type d'application. Par contre, depuis plusieurs années et suite au développement de nouveaux métiers dits tricoteuses chaines et la possibilité d'insérer des trames au sein des tricots, plusieurs manufacturiers ont développé une nouvelle famille de géotextiles tricotés pour diverses applications tels le renforcement et le contrôle de l'érosion.

Comme dans le cas des tissus, le matériau de base des tricots est le fil. Les fils sont entrelacés selon un patron donné.

Les géotextiles tubulaires de type tricots trames sont très déformables du fait de la possibilité laissée aux fils formant les mailles de glisser les uns par rapport aux autres.

En ce qui concerne les géotextiles de type tricots chaines avec insertion de trames, ils consistent en fait en l'assemblage, par des fils de liage, de nappes de fils très fortement orientés selon les directions machine et travers.

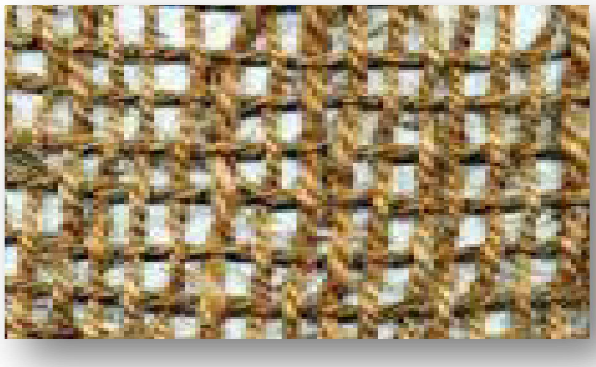


Figure 2.3 Exemple de géotextile tricoté

2.3 Produits apparentés :

Ces produits sont généralement très employés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

2.3.1 Géogrilles :

Sont un développement avancé de géotextiles en agrandissant les mailles des géotextiles et en les ajustant aux matériaux nécessaires.

Ces produits s'orientent alors vers une application spécifique c.-à-d. l'armement. Dépendant de l'application, la résistance à la traction, l'allongement limité à la rupture et le fluage minimal peuvent jouer un rôle important dans la sélection des produits. Le polyester, le polypropylène, le PVA et même l'aramide font partie des possibilités en fonction des exigences du chantier. Les géocomposites, les géogrilles-géotextile font également partie de ces possibilités.

Les géogrilles sont les plus souvent utilisées pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains.

On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales et unixiales.

2.3.1.1 Mono-axiale: la résistance à la traction est plus importante dans un sens (Longitudinal ou transversal) que dans l´autre.

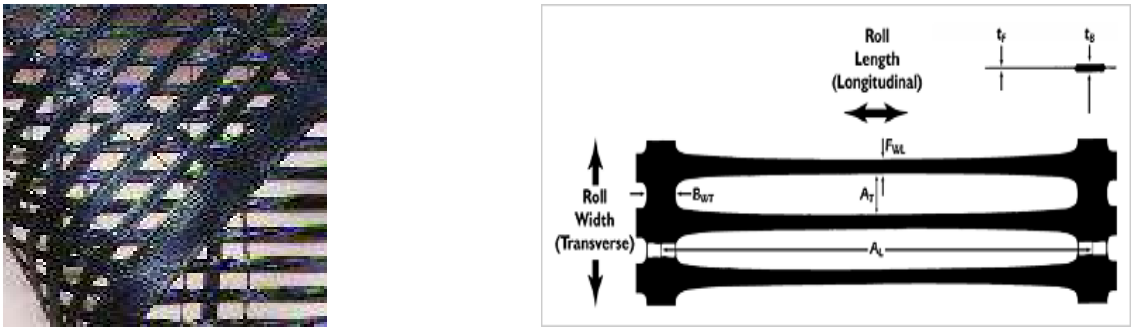


Figure 2.4 Géogrilles mono-axiales

2.3.1.2 Bi-axiale :

La résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal. 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. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai comme le montre le second schéma de la figure pour une géogrille biaxiale rigide et une géogrille biaxiale souple.

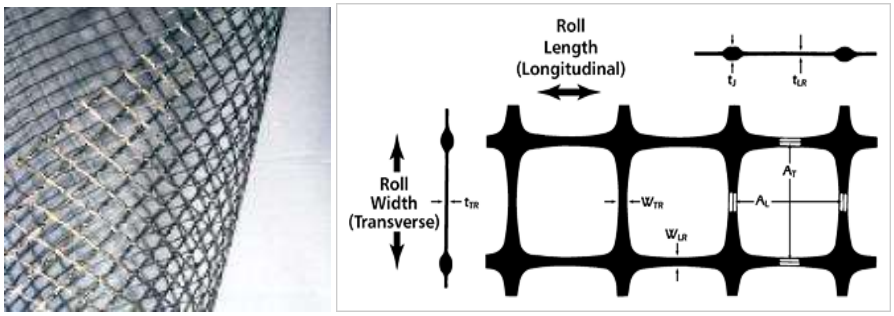


Figure 2.5 Géogrilles bi-axiales.

2.3.1.3 Géogrille uniaxiale :

La résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l´autre.

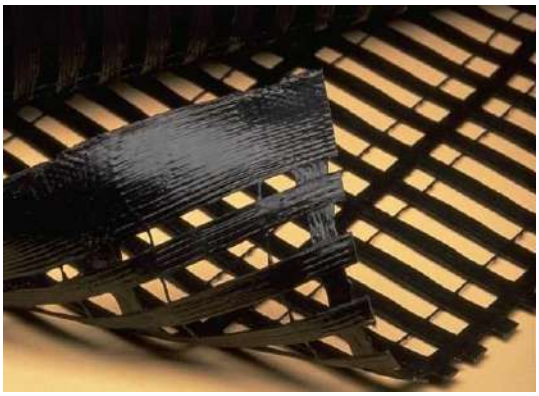


Figure 2.6 Géogrille uniaxiale.

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. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai comme le montre le second schéma de la figure pour une géogrille biaxiale rigide et une géogrille biaxiale souple.

Il est important de noter qu'une grille à mailles souples et déformables favorise l'enchevêtrement des grains (interlocking) dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément). Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrille. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

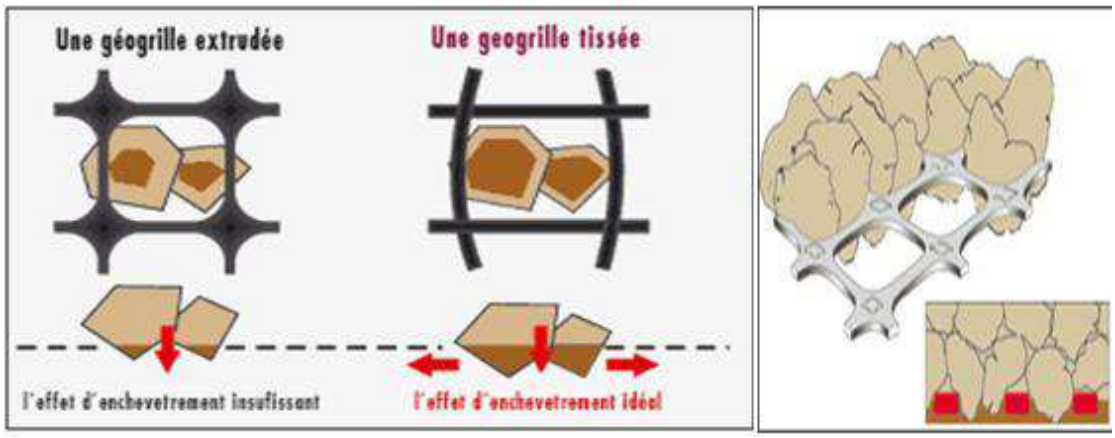


Figure 2.7 L'enchevêtrement des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)

2.3.2 Un géofilet :

Dans le cas d'un géofilet le liage est constitué par des nœuds, les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides.

2.3.3 Mattes :

Elles sont constituées de fils relativement rigides, liées thermiquement à leurs intersections, créant des structures (tridimensionnelles) très ouvertes.

2.3.4 Tissé de bandelette :

C'est une sorte de tissé résultant de l'entrecroisement de bandelettes .Ces produits sont surtout employés comme renforcement et protection contre l'érosion.

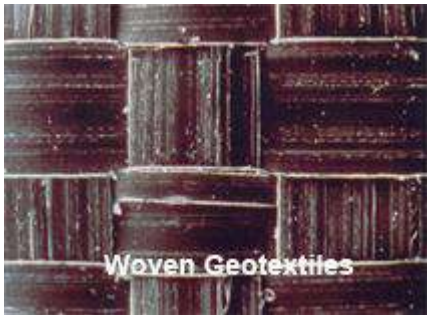


Figure 2.8 Un tissé de bandelettes

2.3.5 Géomembranes :

Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, utilisées dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. La principale application des géomembranes est donc de constituer une barrière étanche soit entre un sol et un fluide, soit entre un sol et un gaz.

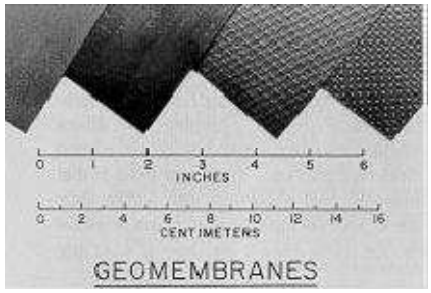


Figure2.9 Géomembranes

2.3.6 Les 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), dans le domaine routier.

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

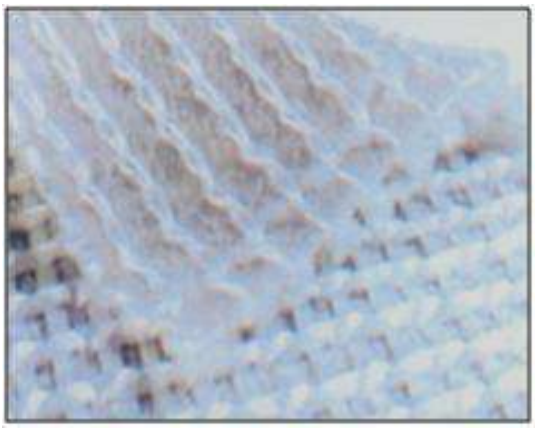


Figure2.10 Géocomposite.

Renforcement des enrobés par des Géocomposites :

- Les matériaux constituants l'enrobé lui confèrent une faible résistance à l'allongement. Il en résulte l'apparition de fissures générant une réduction de la durée de vie de la couche de roulement et de la chaussée.
- Dans les enrobés, l'utilisation la plus fréquente des géocomposites est le renforcement. Leur choix judicieux augmente la résistance à l'allongement et permet d'absorber une part importante de la contrainte horizontale sur la couche d'enrobés en la répartissant de manière homogène sur une plus grande surface.Les géocomposites empêchent dans le même temps l'apparition de fissures et l'élargissement de celles existantes. Ceci grâce à leur capacité d'absorption des forces de cisaillement. Un composite soigneusement choisi diminue les déformations permanentes et la formation d'ornières.
- Les géocomposites permettent de renforcer les enrobés, non seulement en travaux neufs, mais aussi en entretien et réparation.
- La limitation de l'apparition et de l'élargissement des fissures augmente de ce fait la durée de vie de des chaussées.

2.4 Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement :

- Les géogrilles ont des taux de travail très élevés, car les matières premières à haut module ont un faible fluage.

- Les géogrilles sont disponibles avec différentes résistances à la traction (entre 20kN/m et 1000 kN/m) et différentes ouvertures de mailles. Pour des utilisations spéciales, nous pouvons réaliser des résistances à la traction de plus de 1000kN/m.
- Les caractéristiques de traction et d'allongement des géogrilles ne varient que faiblement sous des variations importantes de température et sous des contraintes permanentes.
- Les géogrilles sont conditionnées de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.
- Les géogrilles sont faciles à manier et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées. Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues et n'ont pas de bord coupant pouvant entraîner des blessures.

2.5 Les avantages de geogrilles :

Les géogrilles sont à la fois économiques et très performantes pour les sous –couches et les couches de forme granulaires.

- Économie d'épaisseur granulaire pouvant aller jusqu'à 40 % sans perte de performance.
- Stabilisation des sols, grilles pour renforcement des sols, sols, réduction de l'épaisseur de construction.
- Réduction du déblai et donc conservation des granulats naturels.
- Réduction de la perturbation et de l'affaiblissement des formations de terrains de fondations sensibles.
- Réduction des déformations et des formations de la couche de forme sensible.
- Amélioration du compactage du remblai.
- Contrôle du tassement différentiel.
- Chevauchement des vides.
- Rend souvent possible.
- bonne résistance à l'endommagement.
- excellente perméabilité (colmatage impossible).

2.6 Les inconvénients de geogrilles :

- peu de souplesse en flexion.
- recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m).

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être :

- thermoformées.
- sous forme de bandes extrudées soudées.
- poinçonnées.

2.7 Les applications des géosynthétiques :

On distingue communément les fonctions principales suivantes pour un géosynthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction.

2.7.1 Séparation :

Le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. Exemple : pose d'un géotextile de séparation entre l'arase terrassement, de mauvaise qualité, et le remblai routier en matériau noble.

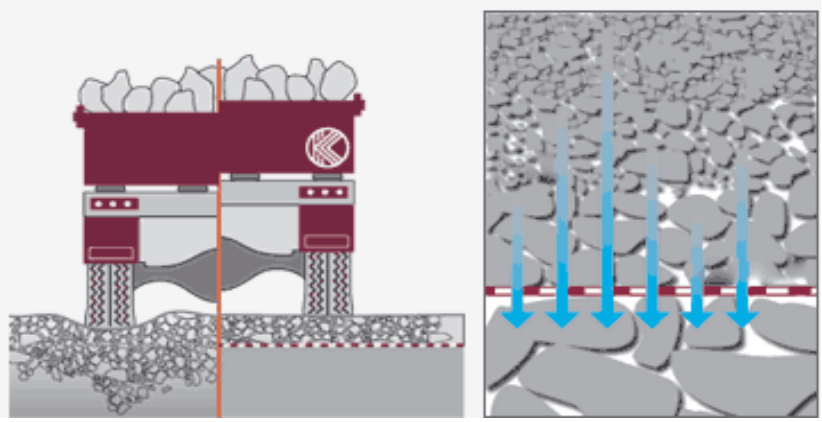


Figure 2.11 l'utilisation des géosynthétique dans la séparation

2.7.2 Filtration :

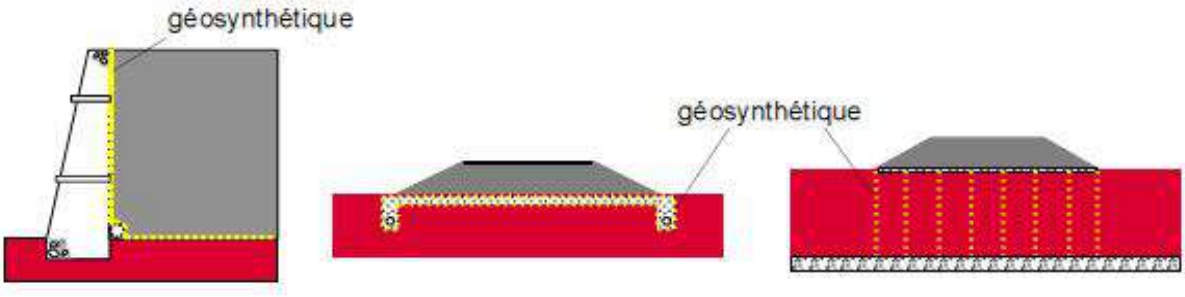
Le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement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

Exemple : filtre autour d'une tranchée drainante ou à l'arrière d'un gabion ou sous une couche d'enrochement.

2.7.3 Drainage :

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

Exemple : complexe drainant derrière une culée de pont ou un mur enterré en remplacement d'une couche de matériau granulaire.



Murs de soutènement Chaussées Drainage vertical

Figure 2.12 Applications de géosynthétiques comme drains

2.7.4 Renforcement :

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés.

Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

Exemple : renforcement utilisé en nappe horizontale pour la construction d'un massif de remblai renforcée ou renforcement horizontal sur un sol insuffisamment portant.



Figure 2.13 Renforcement de sol.

2.7.4.1 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires :

L'utilisation des géosynthétiques est un des procédés les plus efficaces pour augmenter la portance, particulièrement là où les caractéristiques mécaniques du terrain ne peuvent garantir le niveau espéré de stabilité et de portance.

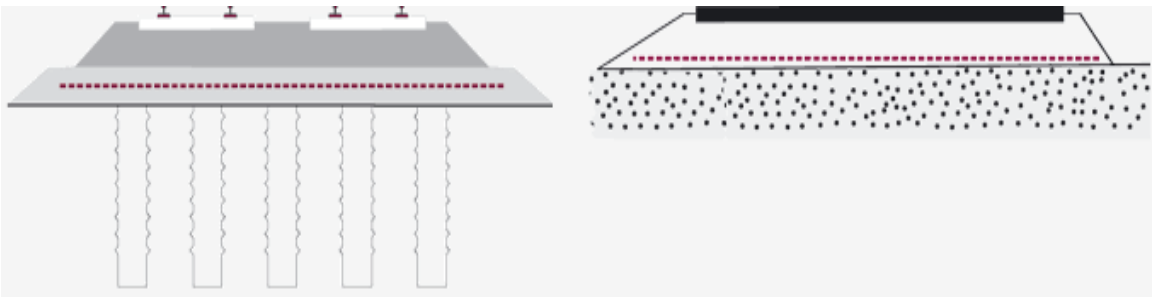


Figure 2.14 remblai renforcé par géogrilles.

Les géosynthétiques sont utilisés dans la construction routière ou similaire pour éviter les affaissements, reprendre les forces dues aux chargements et aussi réduire les épaisseurs de matériau granulaire souvent coûteux. Les géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) se lient avec les matériaux granulaires, constituant un complexe efficace même avec des terrains tels que des tourbes ou des alluvions insuffisamment portantes.

Principaux avantages des géosynthétiques dans les constructions routières et ferroviaires:

- emplacement de la construction même sur des terrains à faible portance;
- renforcement des remblais au-dessus des pilotis;
- diminution de la déformation du corps de remblai;
- séparation du matériau à gros grain des couches inférieures;
- utilisation de terrains inconvenables;
- possibilité de vitesses supérieures sur les voies de communication.

2.7.4.2 Constructions de murs en remblai renforcée par géosynthétiques et renforcement des talus raidis :

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de géosynthétiques (géogrilles ou géotextiles) installés en lits horizontaux entre chaque passe de compactage.

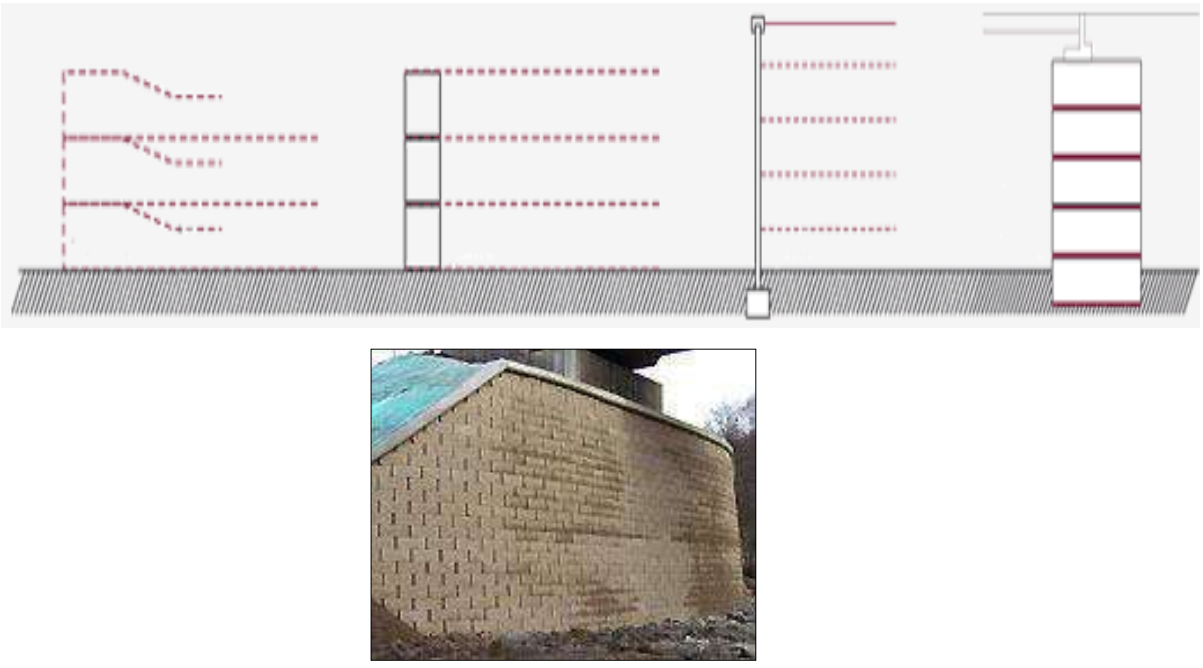


Figure 2.15 Murs en terre renforcée par géogrilles.

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton

(éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale. Dans le cas où l'angle de frottement interne du remblai est peu différent de l'angle du talus raidi, il n'est pas nécessaire de renforcer le parement du remblai. Il suffit d'envelopper totalement le remblai avec le géosynthétique.

Dans ce cas, la face de l'ouvrage est formée par le géosynthétique lui-même avec ajout de géotextile non-tissé ou d'une géogrille anti-érosion recouverte d'une faible couche de terre végétale entre les mailles de la géogrille. La surface de parement doit toutefois être protégée contre l'érosion, par exemple par un géogrille anti-érosion.

2.7.5 Confinement des (barrières aux) fluides/gaz :

Le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en encapsulage de sols gonflants et confinement de déchets.

2.7.6 Contrôle de l'érosion :

Le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables.

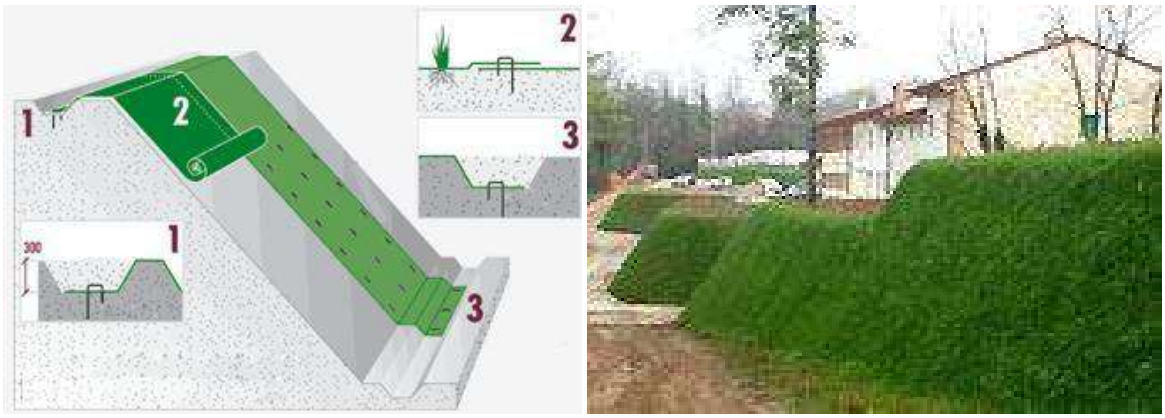


Figure 2.16 Les géogrilles anti-érosion.

2.7.7 La protection ou fonction anti- poinçonnante :

C'est la fonction consistant à empêcher ou à limite les endommagements localisés concernant un élément ou un matériau donné en utilisant un géotextile ou un produit apparenté.

Exemple : protection d'une membrane d'étanchéité contre le poinçonnement et le percement.

Des géotextiles sont utilisés dans d'autres applications. Par exemple ils sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection pour éviter (par réduction des contraintes au point de contact) le poinçonnement des géomembranes par les pierres du sol adjacent, les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service. Des géotextiles ont été utilisés comme couverture journalière pour prévenir la dispersion ou la perte de déchets par le vent ou les oiseaux sur la zone de travail des installations de stockage de déchets solides. Des géotextiles ont également été utilisés pour des coffrages souples à béton et pour des sacs de sable. Des géotubes cylindriques sont fabriqués à partir de doubles couches de géotextiles et remplis hydrauliquement afin de créer des talus de digues littorales ou pour assécher des boues.

2.8 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement :

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et

diminution des mouvements de terre;

- diminution des emprises;
- création de merlons anti-bruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;
- optimisation des coûts de construction.

2.9 Principaux caractéristiques des géosynthétiques :

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture.
- mobiliser le frottement du sol.

2.9.1 Résistance et déformabilité :

La résistance des géogrilles croît avec la pression de confinement exercée par le sol sur la géogrille. L'essai adapté par Mc Gown et al(1982) pour la déformabilité et la résistance est l'essai d'extraction de géotextile confiné.

Ce dernier est réalisé par un appareil très simple **(Figure 1.18)** proposé par Cristopher (1983) .

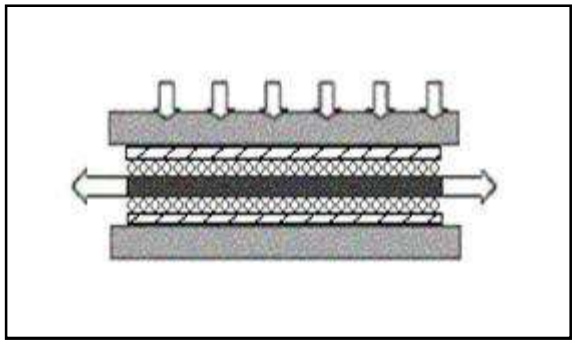


Figure 2.17 Essai de traction

2.9.2 Frottement sol-géogrille :

Il est souvent nécessaire de connaître le comportement en frottement du système sol-géogrille surtout lorsque les géogrilles sont utilisées comme éléments de renfort dans les ouvrages.

Le frottement dépend :

- des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol,
- de l'extensibilité de la géogrille,
- de l'angularité des grains,
- de la contrainte normale,
- et de la densité du sol.

Pour mesurer le frottement sol- géogrille, on utilise l'essai de cisaillement direct **(Figure 2.18)**. Le sol placé dans la demi boîte supérieure est bien frotté sur la géogrille qui est placée à la surface de la demi boîte inférieure. Cet essai ne nécessite pas d'appareillage complexe.

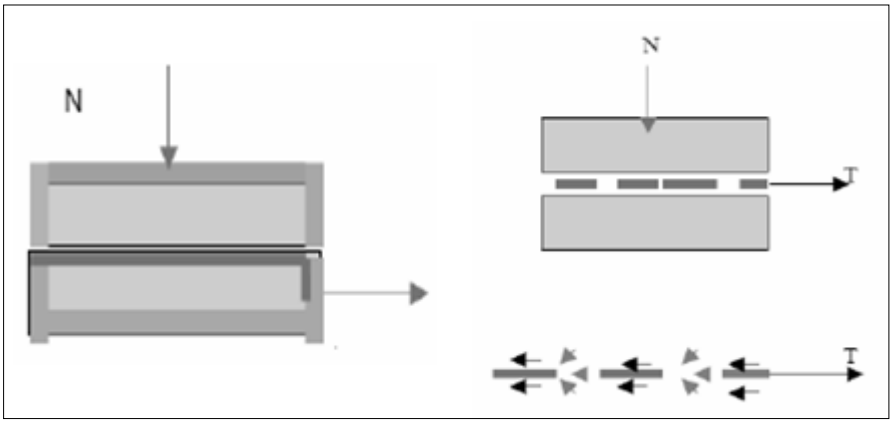


Figure 2.18 Boîte de cisaillement

2.9.3 Resistance a l'endommagement :

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris...

Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier.

Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non- tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

2.10 Conditions de mise en œuvre :

La mise en œuvre du géosynthétqiue se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol / géosynthétique est plane, ce qui peut en faire une surface de glissement préférentielle (< 1).

Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si au contraire cela nuit à la résistance du produit.

Il serait donc intéressant d'étudier l'influence des poinçonnements sur les géotextiles (et notamment sur les produits tissés) grâce à des essais spécifiques.

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le "festonnage" et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

Par contre le compactage provoque un endommagement du géotextile plus important, surtout dans le cas de sols à éléments anguleux. L'effet du compactage par réalisation de chargements répétés sur un sandwich sol / géosynthétique a été étudié (Gourc, 1982). Ces tests mettent en évidence une

perte de résistance à la traction de 5 à 35 % après compactage. L'angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d'endommagement. En effet les étirements répétés subis par le géotextile à chaque passage du rouleau compresseur provoquent une fatigue accélérée de ce dernier. Ceci est d'autant plus vrai que la différence de déformabilité entre le sol et le renforcement est importante. La teneur en eau joue un rôle essentiel.

2.11 Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille :

Le mécanisme de l'enclenchement s'obtient lorsque le matériau granuleux est compacté sur une géogrille. Elle pénètre partiellement et se projette à travers les ouvertures, créant un enclenchement solidaire robuste et positif. La grande résistance à la traction des géogrilles permet à la charge d'être développée à des niveaux très faibles de déformation.

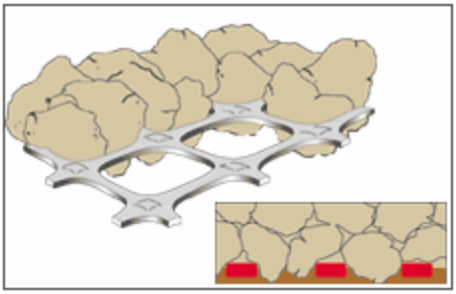


Figure 2.19 Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille

2.12 Conclusion :

Contrairement aux sols, les géogrilles 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 géogrilles 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 03

Généralités sur la capacité portante des sols

3.1Généralités sur la capacité portante des sols non renforcés :

3.1.1 Introduction :

Un ouvrage, de quel type qu'il soit, s'appui sur un sol d'assise et lui transmet donc un ensemble de charges. Entre le terrain et l'ouvrage, les fondations jouent le rôle d'interface .Elles sont adaptées au terrain et à l'ouvrage. Ainsi les fondations prennent des formes différentes pour répondre à la problématique des charges et contraintes (la recherche de l'équilibre).

Les fondations sont les parties enterrées d'un ouvrage, c'est un élément clé de toute construction. C'est pourquoi une attention toute particulière doit être faite lors de leur étude et de leur réalisation. Ce n'est pas parce que c'est la partie la plus basse d'une structure que c'est le premier élément dimensionné par un bureau d'étude. En effet, les fondations reprennent toutes les charges qui « leur tombent dessus » et donc doivent prendre en compte tout le reste d'un ouvrage de génie civil. C'est pourquoi le choix et le dimensionnement des fondations sont corrélés avec la conception du bâtiment.

Cela donne à la fondation une place importante qui en fait un point névralgique pour une construction . Ainsi les risques doivent être minimisés le plus possible. Ceux-ci ne viennent pas que de la structure supportée mais aussi du milieu environnant, notamment le sol. Celui-ci est en effet un matériau comme un autre à la différence qu'il est souvent très hétérogène et que par son côté naturel est en partie inconnu. Or la nature, la résistance mécanique d'un sol peut faire toute la différence sur la construction. On perçoit alors l'importance de la connaissance de la nature des sols d'assise.

Cette connaissance du sol se fait par des essais en laboratoire ou sur le terrain. Ceux-ci définiront donc ses caractéristiques, ce qui prendra une part importante dans le choix final du type de fondation. Car c'est en effet dans un sol stable, avec des risques minimisés à court, moyen et long terme de changement physique que l'ancrage des fondations sera préféré.

3.2 Principaux types de fondations superficielles :

On appelle fondation superficielle une fondation dont le rapport de la largeur sur la profondeur est inférieur à 5. Ce type de fondations est employé lorsque le bon sol se trouve à une profondeur maximale inférieure à 2,50 m.

On distingue trois types de fondations superficielles :

- les fondations filantes.
- Les fondations isolées.
- les radiers ou dallages.

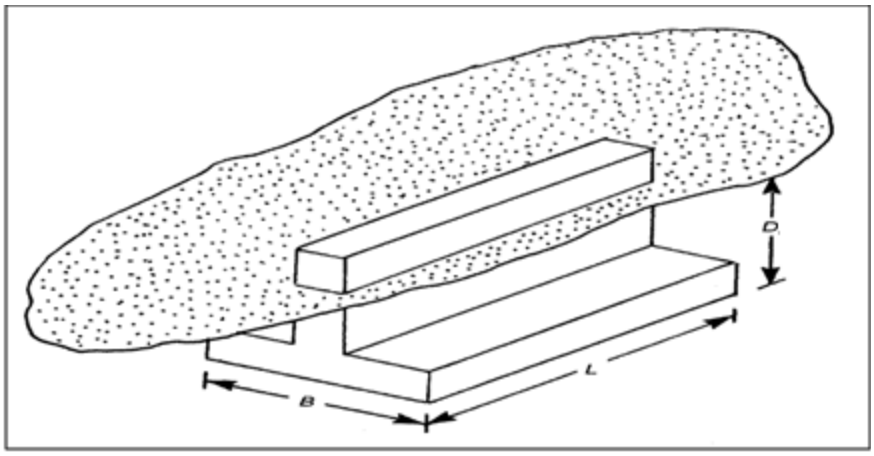


Figure 3.1 Fondation superficielle.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- B, la largeur de la fondation ;
- L, la longueur de la fondation ;
- D, l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

3.2.1 Les fondations filantes :

Ces semelles est caractérisées par une longueur L>>B.

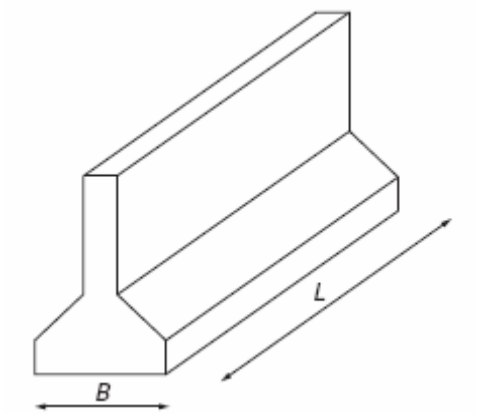


Figure 3.2 Fondation filante

3.2.2 Les fondations isolées :

Cette catégorie inclut aussi bien les semelles de forme carrées (B/L = 1)

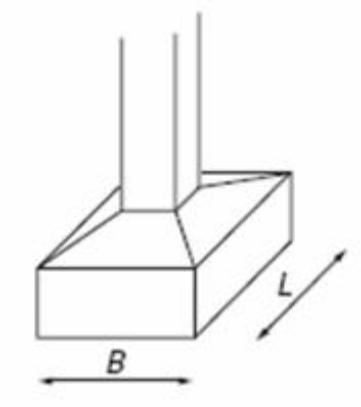


Figure 3.3 Fondation isolée

3.2.3Les radiers ou dallages :

Un radier est considéré comme une dalle unique qui transmet uniformément l'ensemble du chargement au sol.

Il existe quatre types de radiers :

1. Le radier dalle plate (le plus courant).
2. Le radier nervuré.
3. Le radier champignon sous poteaux.
4. Le radier voûte.

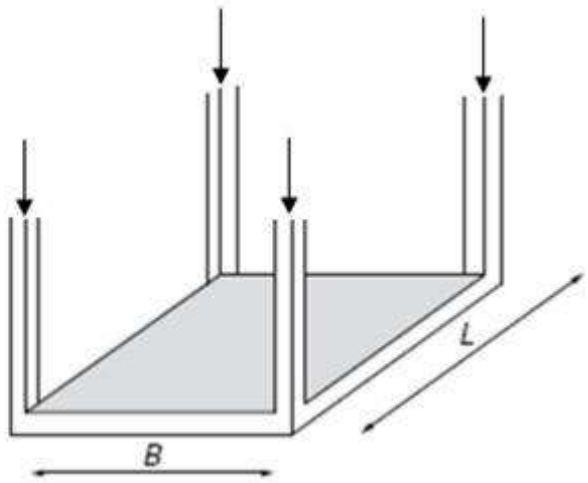


Figure 3.4 Fondation de type radier

3.3 La capacité portante et le tassement :

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et de l'état du sol et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, que l'on peut habituellement estimer par un calcul linéaire. Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues (quelques mois à quelques dizaines d'années). Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire (semi-logarithmique) pour évaluer l'amplitude finale du tassement et des déformations horizontales, et l'évolution du tassement au cours du temps est analysée en tenant compte de l'effet de la perméabilité limitée du sol sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage).

Capacité portante et tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 3-5 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée B et la profondeur où est située sa base est notée D.



Figure 3.5 Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement avec la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). A partir d'une certaine charge Q_l , il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge Q_l est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime). Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point Q_d, s_d sur la figure 3-5).

3.4 Types de rupture dans le sol à une charge ultime :

• *Une rupture par cisaillement généralisé :*

La figure (3-6) montre une fondation superficielle d'une largeur B située à une profondeur D_f au-dessous de la surface du terrain et supportée par un sable dense. Si cette fondation est

soumise à une charge Q qui est graduellement augmentée, la charge par unité de surface, $q=Q/A$ (A: surface de la fondation), augmentera et la fondation subira un tassement. Quand q devient égale à q_u pour un tassement $S=S_u$, le sol supportant la fondation subit une rupture soudaine par cisaillement. La surface de rupture dans le sol et la courbe chargement-tassement sont montrées dans les figures (3-6-a) et (3-6-b) respectivement.

Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement généralisé, q_u est la capacité portante ultime. Pour ce type de rupture, une valeur maximale q=q_u est clairement définie dans la courbe chargement-tassement.

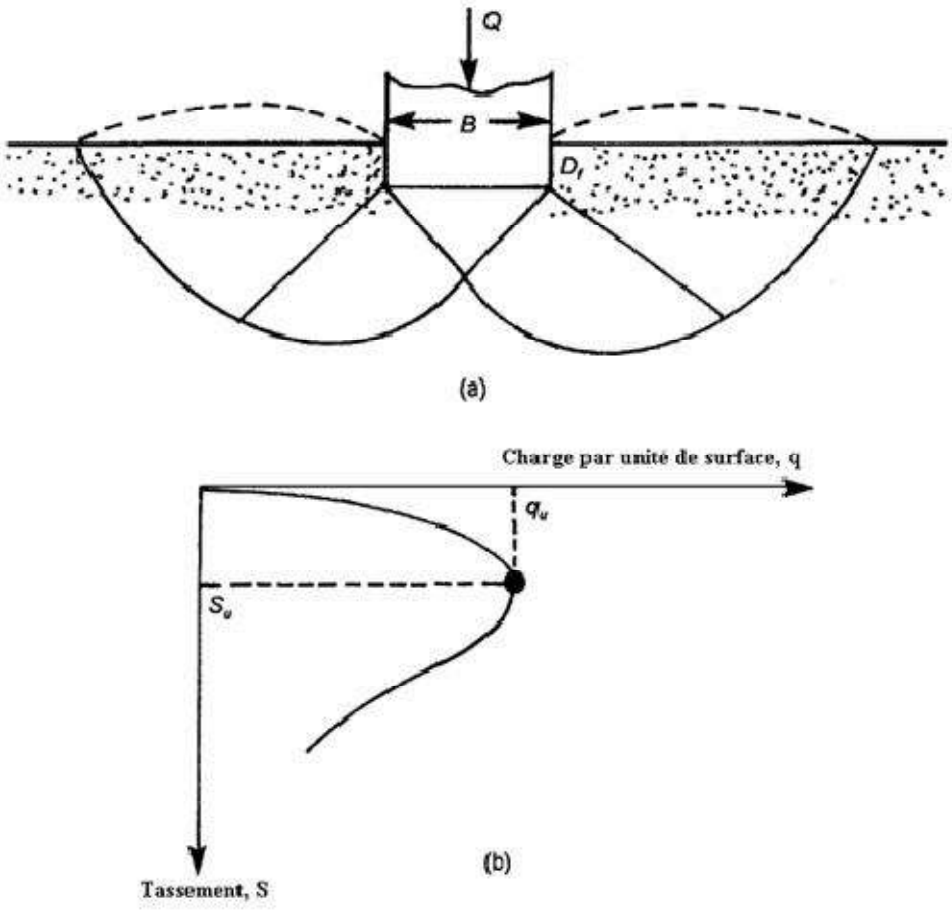


Figure 3.6 Rupture par cisaillement généralisé

• ***Une rupture par cisaillement localisé :***

On remarque que la valeur de q augmente avec le tassement jusqu' à q_u=q, qui est habituellement appelée la première charge de rupture.

A ce moment, la surface de rupture développée dans la masse du sol sera comme celle montrée par des lignes dans la figure (3-7-a). Si la charge appliquée par la fondation est encore augmentée, la courbe chargement-tassement devient raide et irrégulière figure (3-7-b). Quand q devient égal à q_u (capacités portantes ultimes), la surface de rupture atteint la surface du terrain.

Au delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire, et une charge maximale n'est jamais observée. Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement localisé.

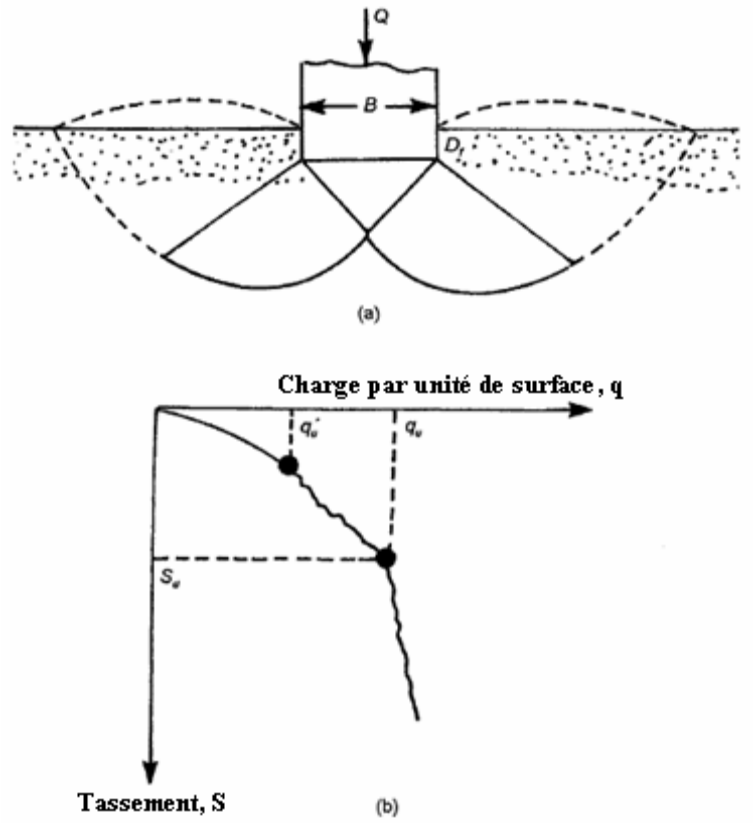


Figure 3.7 Rupture par cisaillement localisé

• ***Une rupture par poinçonnement :***

La figure (3-8-a) montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas, la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la figure (3-8-b). Une valeur maximale de charge par unité de surface, q, n'est jamais observée. La capacité portante ultime (q_u) est définie comme le point où le rapport $\Delta S/\Delta q$ devient le plus grand et à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain.

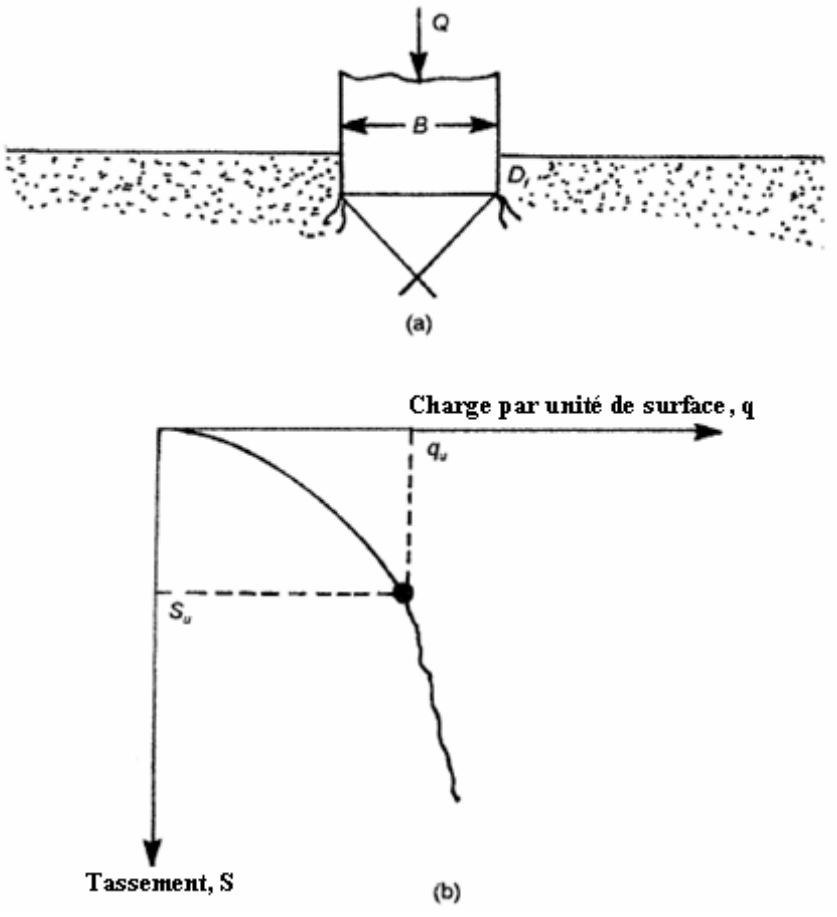


Figure 3.8 Rupture par poinçonnement.

3.5 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles :

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

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*-□ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ,

3.5.1 A partir des essais de laboratoire méthode « *c*-□ » :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et □ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement c et □, à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives).

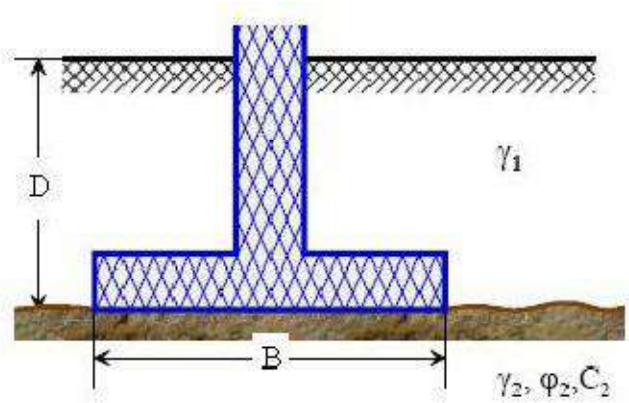


Figure 3.9 Fondation filante encastrée

La capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$q_u=\left(\frac{1}{2} \times s_\gamma \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma\right) + \left(s_q \times \gamma_1 \times D \times N_q\right) + \left(s_c \times C \times N_c\right)$$

Les valeurs des N_γ , N_q , N_c dépendent des hypothèses de calcul et peuvent varier suivant les auteurs.

$s_y = s_q = s_c = 1$ Pour une semelle filante.

D=0 : pour une fondation de base en contact direct avec la surface du sol.

Pour une semelle de forme quelconque :

s_c=1 + 0,2 $\frac{B}{L}$

s_y=1 − 0,2 $\frac{B}{L}$

$\boldsymbol{s_q}$=1

q_u : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

γ_1 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

γ_2 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

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

D : Encastrement de la fondation.

3.6 Philosophies de conception des fondations :

3.6.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation du facteur de sécurité) :

Le facteur de sécurité **($\boldsymbol{F_s}$)** est de l'ordre de 2 à 3 au plus, il est utilisé pour s'assurer que les charges des fondations sont inférieures de manière significative à la charge maximale que peut subir le sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs.

La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte des :

• Incertitudes en conditions de charge et des variations défavorables de charge.
• Incertitudes en états de sol et en paramètres.
• Incertitudes dans les méthodes d'analyse.

3.6.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité) :

Cette méthode vise à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes les circonstances imaginables.

Les exemples des états de limites incluent :

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

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement et très rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible. Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ **(tableau 3.1).**

Catégorie	Types des roches et des sols	Capacité portante admissible
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	> 600 KN/m²
//	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	< 200 à 600 KN/m²
//	Gravier lâche, ou sable et gravier lâches	< 200 KN/m²
//	Sable compact	> 300 KN/m²
//	Sable dense moyen	100 à 300 KN/m²
//	Sable lâche	< 100 KN/m² dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold"très raides et argiles	300 à 600 KN/m²

	Dures	
//	Argiles raides	150 à 300 kN/m2
//	Argiles et vases molles	< 75 kN/m2
//	Argile ferme	75 à 150 kN/m2

Tableau 3.1 Résultats à partir d'essais in situ.

3.7 Généralités sur la capacité portante des sols renforcés :

3.7.1 Introduction :

Durant les trente dernières années, plusieurs travaux de recherche ont été effectués dans le but d'étudier le comportement des sols de fondation renforcés par géosynthétiques. Tous ces travaux ont indiqué que l'utilisation des géogrilles augmente la capacité portante et diminue le tassement des fondations. L'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est généralement exprimé en terme de paramètre sans dimensions appelé rapport de la capacité portante (BCR ; Bearing Capacity Ratio). Le BCR est le rapport de la valeur de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé.

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u}$$

$$BCR_s = \frac{q_R}{q}$$

BCR_u: Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime

BCR_s **:** Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné, s.

q_R et q : charges par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un tassement s, respectivement avec et sans renforcement.

s : tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.

La **figure (3.10**) montre la nature générale des courbes chargement- tassement d'une fondation avec et sans renforcement.

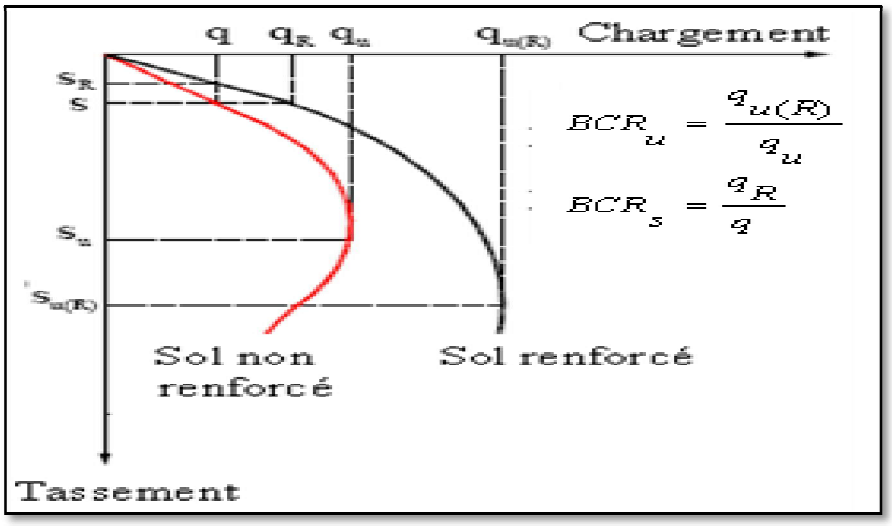


Figure 3.10 Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement.

Le but principal de ces travaux étant la détermination des paramètres géométriques et géotechniques qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur la valeur du BCR. Les résultats des essais expérimentaux trouvés dans la littérature ont indiqué que des améliorations ont été obtenues quand les nappes des géogrilles sont placées au-dessous des fondations sur une profondeur déterminée.

Au-dessous de cette profondeur une amélioration insignifiante sera produite. Les paramètres étudiés par différents chercheurs sont :

Le nombre des nappes de renforcement : (N).
La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u).
La distance entre les nappes : (h).
La largeur des nappes : (b).
La longueur des nappes : (L).

La profondeur de renforcement : (d).
Le type de géogrilles.
Le type de sol.
La forme de la fondation.
La **figure (3.11)** indique les différents paramètres géométriques des sols renforcés.

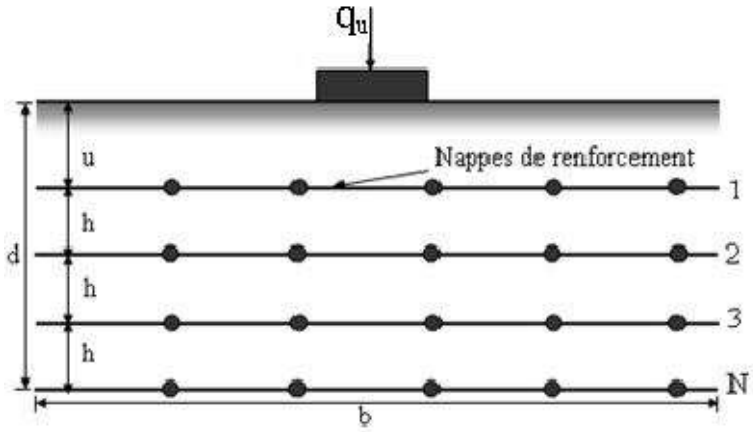


Figure 3.11 Différents paramètres géométriques des sols renforcés.

3.7.2 Etude expérimentale :

Après que Binquet et Lee (1975a), ont conduit une étude expérimentale pour étudier la capacité portante des sols renforcés par des barres métalliques plusieurs études expérimentales sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par géogrilles ou géotextiles ont été rapportées dans la littérature, par exemple (Akinmusuru et Akinbolade, 1981; Fragaszy et Lawton, 1984; Guido et al., 1985; Guido et al., 1986; Huang et Tatsuoka, 1990; Khing et al., 1993; Omar et al., 1993a,b; Shin et al, 1993; Das et Omar, 1994; Yetimoglu et al., 1994;Adams et Collin, 1997; Gabr et al., 1998; Gabr et Hart, 2000; Gnanendran et Selvadurai, 2001; Shin et al., 2002; Michalowski et Shin, 2003, Bera et al., 2005 ; Qiming Chen, 2007).

3.7.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles :

Les résultats obtenus par Khing et al. (1993) ont indiqué que le placement des géogrilles à un rapport de profondeur d/B > 2,25 donne une augmentation négligeable de la capacité portante dans le cas des fondation filantes. Pour obtenir un effet maximal de renforcement, la longueur minimale des géogrilles doit être approximativement égale à 6B. Le BCR calculé à un tassement donné (s) égal à 0.25B, 0,5B et 0,75B était 67-70 % deBCR_u. Le BCR_upeut atteindre 4 lorsque le nombre des nappes de géogrilles est égal à 6.

3.7.2.2 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits

Pour la majorité des recherches effectuées jusqu'à présent, les paramètres géométriques considérés sont les suivants : u/B, h/B, l/B, b/B et d/B.

- **Variation de u/B :**

Plusieurs résultats ont été obtenus par Akinmusuru et Akinbolande (1981), Guido et al (1987), et Yetimogler et al (1994), concernant le rapport de la capacité portante pour des fondations à échelle réduite supportées par un sable renforcé par plusieurs nappes de géogrilles.
Pour un type de sol donné et de fondation (avec b/B, h/B et d/B constants), la nature générale de la variation de la capacité portante avec u/B est illustrée sur la **figure 3.12**.

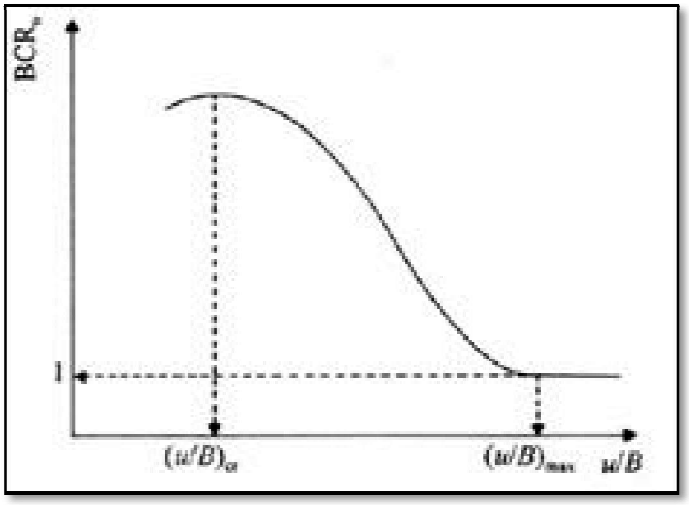


Figure 3.12 Nature générale de la variation de u/B.

- **Variation de h/B :**

Jusqu'à présent peu de résultats d'essais sur modèles réduits ont été publiés concernant l'effet de h/B sur BCR_u. La **figure 3.13** montre les résultats d'essais sur modèles réduits réalisés par Shin et Das, (1999) pour évaluer l'effet de h/B sur BCR_u .

D'après ces résultats, la valeur de h/B est située dans l'intervalle 0,25 et 0,4. Au delà la valeur de BCR_uchute au-dessous de 3 approximativement et tend ensuite à se stabiliser.

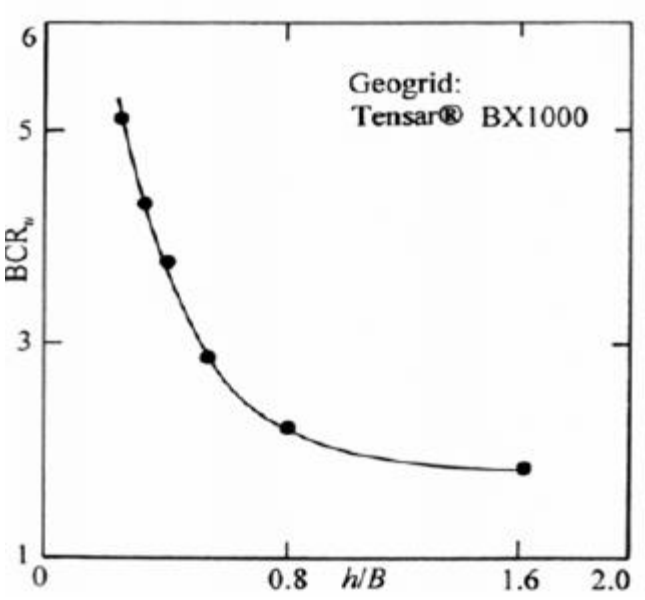


Figure 3.13 Variation BCR_u en fonction de h/B

• Variation de b/B :

Les résultats obtenus par différents auteurs concernant les fondations filantes peuvent être résumés comme suit :

$(b/B)_{cr}$ = 3 d'après Guido et al (1985).

$(b/B)_{cr}$ = 7 d'après Fragaszg et al (1983).

$(b/B)_{cr} \geq 6$ d'après Mandal et Manjunath (1990).

$(b/B)_{cr}$ = 8 d'après Omar et al (1993).

L'allure des courbes obtenues par Omar et al (1993), pour différentes valeurs de B/L, donnant la variation de BCR_u en fonction de b/B est donnée dans la **figure 3.14**.

B/L= 0 correspond à une fondation filante.

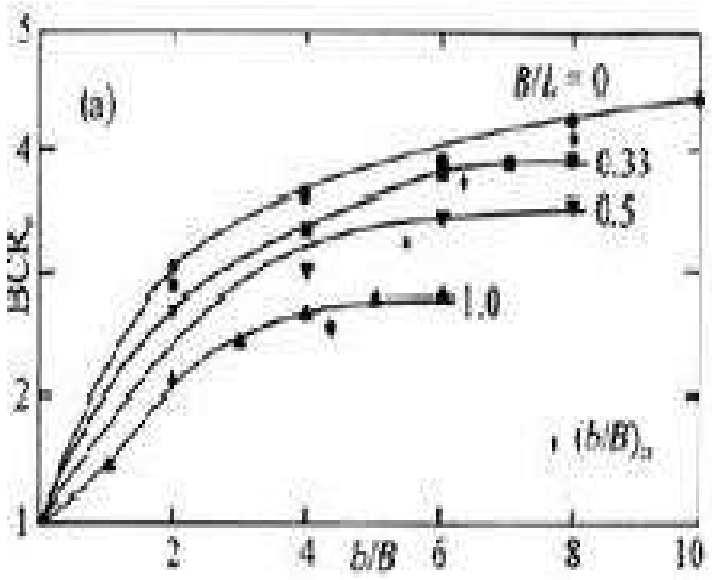


Figure3.14 Variation BCR_u en fonction de b/B

3.7.3 Etude analytique :

Comparée au nombre d'études expérimentales, l'analyse théorique de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé est relativement rare. Les mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature peuvent être classés par catégorie comme suit:

(1) Frontière rigide **(figure 3.15)**: Si la profondeur entre la première nappe et la base de la fondation (u) est plus grande qu'une valeur donnée, la nappe de renforcement agira en tant que frontière rigide et la rupture se produira au-dessus des nappes de renforcement.

Binquet et Lee (1975b) sont les premiers à avoir rapporté ce mécanisme. Les études expérimentales conduites par plusieurs chercheurs (Akinmusuru et Akinbolade, 1981; Mandal et Sah, 1992; Khing et autres, 1993; Omar et autres, 1993b; Ghosh et autres, 2005) ont ensuite confirmé cette constatation.

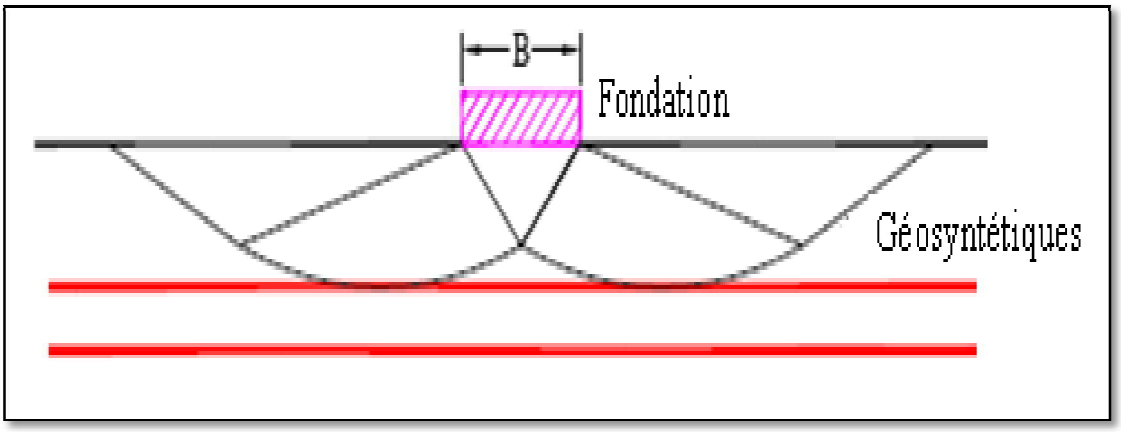


Figure 3.15 Frontière rigide.

(2) Effet de membrane **(figure 3.16)**: Avec la charge appliquée, le sol situé au-dessous de la fondation tasse ; les nappes de renforcement sont déformées et tendues. Dues à leur rigidité, les nappes de renforcement se courbent, de ce fait, une force dirigée vers le haut se développe pour soutenir la charge appliquée. Une certaine amplitude du tassement est nécessaire pour mobiliser l'effet de membrane, les nappes de renforcement doivent avoir assez de longueur et assez de rigidité afin que ces dernières ne subissent pas une rupture par traction. Binquet et Lee (1975b) sont peut-être les premiers à avoir appliqué ce mécanisme de renforcement pour développer une méthode de conception pour des fondations filantes reposant sur des sables renforcés. Kumar et Saran (2003) ont étendu cette méthode aux fondations rectangulaires reposant sur des sables renforcés.

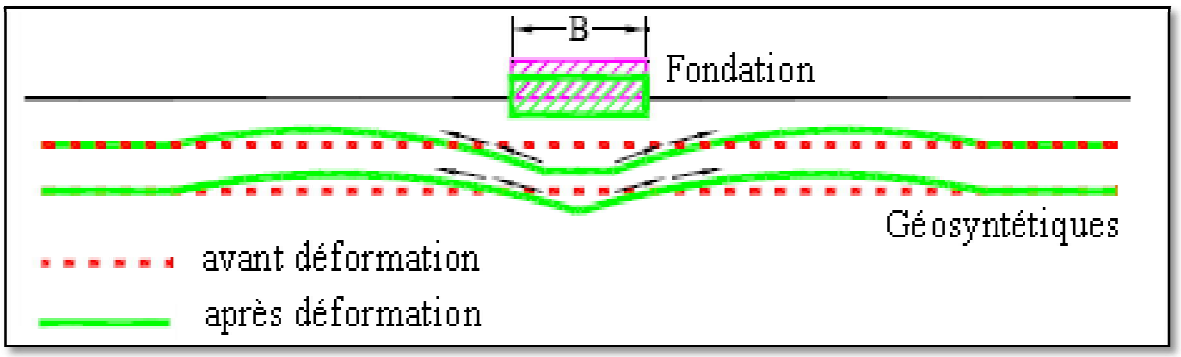


Figure 3.16 Effet de membrane.

3) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) **(figure 3.17)**: En raison du déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement, une force de frottement se développe à l'interface sol-renforcement. Cette dernière produit aussi un enchevêtrement entre le sol et les nappes de renforcement. En conséquence, la déformation latérale par traction du sol renforcé sera empêchée. De fait, la déformation verticale du sol sera alors réduite. L'amélioration du confinement latéral peut augmenter le module de compressibilité du sol, ce qui améliore la capacité portante. Huang et Tatsuoka (1990) ont justifié ce mécanisme avec succès en utilisant des nappes de renforcement courtes ayant une longueur (l) égale à la largeur de la fondation (B) pour renforcer un sable. Michalowski (2004) a appliqué ce mécanisme de renforcement et déduit une formule pour calculer la capacité portante des fondations filantes reposant sur des sols renforcés.

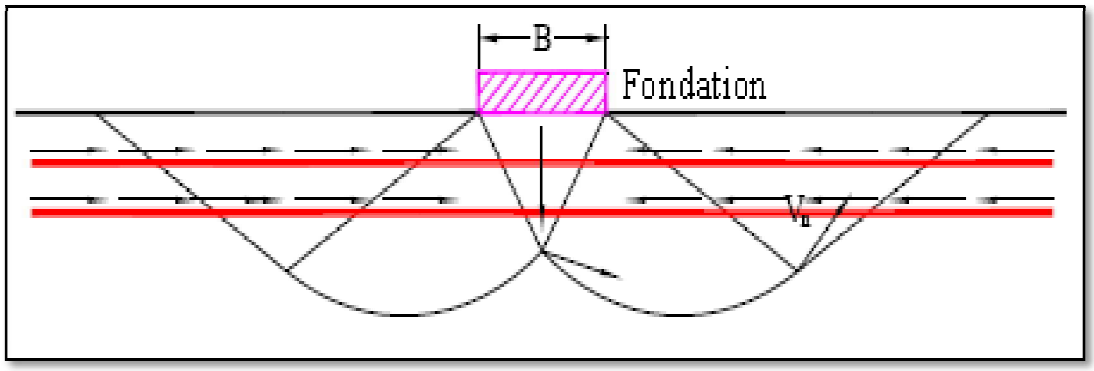


Figure 3.17 Effet de confinement

3.7.4 Etudes numériques :

L'analyse numérique est un outil mathématique puissant qui nous permet de résoudre les problèmes complexes de technologie. La méthode des éléments finis est parmi les méthodes les plus connues et les plus utilisées dans la modélisation numérique.

3.8 Conclusion :

Une fondation superficielle et une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol.

Comparée au nombre d'études expérimentales et analytiques, l'étude numérique (quelque soit la méthode soit par éléments finis ou différences finis) de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé est très rare.

CHAPITRE 04

Présentation De L'outil De Simulation Numérique

4.1 Introduction :

Le concept de la méthode des éléments finis est originalement introduit pour l'analyse structurelle par Turner et Al [110], Argyris et Kelsey [5] au milieu des années 50. Le nom élément fini a été utilisé pour la première fois dans un article publié par Clough [36] en1960.

La méthode des éléments finis a connu par la suite une progression générale rapide est elle est devenue maintenant la plus utilisée dans l'analyse structurelle. La famille des éléments isoparamétriques est introduite pour la première fois par Taig [107] et Irons [72] .L'élément est isoparamétrique parce que la même fonction d'interpolation utilisée pour définir la variation des déplacements dans l'élément. Dans ces types d'éléments, les déplacements ainsi que les coordonnées géométriques à l'intérieur de l'élément sont liés aux valeurs nodales par les mêmes fonctions d'interpolations.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, …etc. [23].

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

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, Plasticité, …etc.

2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, Des problèmes aux valeurs propres, …etc.

3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de Grands logiciels.

4.2 Bref historique sur la méthode des éléments finis :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie.

Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établit les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

4.3 Concepts de base :

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

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges

compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

4.4 Calculs par la MEF :

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

- Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.

- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, … etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain

- Les sorties fournis pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

- Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

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

Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

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

4.5 Présentation de PLAXIS :

4.5.1 Introduction :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. 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. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Tutorial Manuel.

Le présent manuel de référence est destiné aux utilisateurs qui désirent obtenir plus d'informations sur les caractéristiques du programme. Il traite de sujets qui ne sont pas couverts en intégralité dans le Tutorial Manual. Il contient également des détails pratiques quant à l'utilisation de PLAXIS pour un large éventail de problèmes .L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves.).

a) Le programme d'entrée de données (Input) :

Pour réaliser une analyse de structure avec PLAXIS, nous aurons à créer un modèle numérique, à spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du sous-programme *Input* Nous distinguons à cet effet quatre types de données:

- la définition des objets géométriques (ex: dessiner une couche de sol) ;
- la saisie de texte (ex: entrer un nom de projet) ;
- la saisie de valeur (ex: entrer une masse volumique ou une charge) ;
- les sélections (ex. choisir un modèle de sol).

La procédure consiste à dessiner d'abord les contours géométriques, puis ajouter les couches de sol, les éléments de structure, définir les conditions aux limites, et enfin les chargements.

b) Le programme de calcul (Calculations) :

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

c) Le programme de résultats (Output) :

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

d) Le programme courbes (Curves) :

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

4.5.2 Le code éléments finis Plaxis :

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [24].

4.5.3 Options par défaut et solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à

l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dés le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci son complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs

deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.
La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, … etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.6 Les modèles de comportement des sols dans le code d'élément finis Plaxis :

4.6.1 Introduction :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du de cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes d'éléments finis est difficile. Le cout de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implantés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèle de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc….

4.6.2 Contrainte totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives.

La pression interstitielle générée dans les ouvrages est conséquence de la non variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainée in situ sus des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles.

4.6.3 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans le 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 de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part K_u est défini (correspondant à ν_u = 0.5) et il est moins courant d'emploi, G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.
On passe de G à E par la relation : $E = 2\,G\,(1 + \nu)$.

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

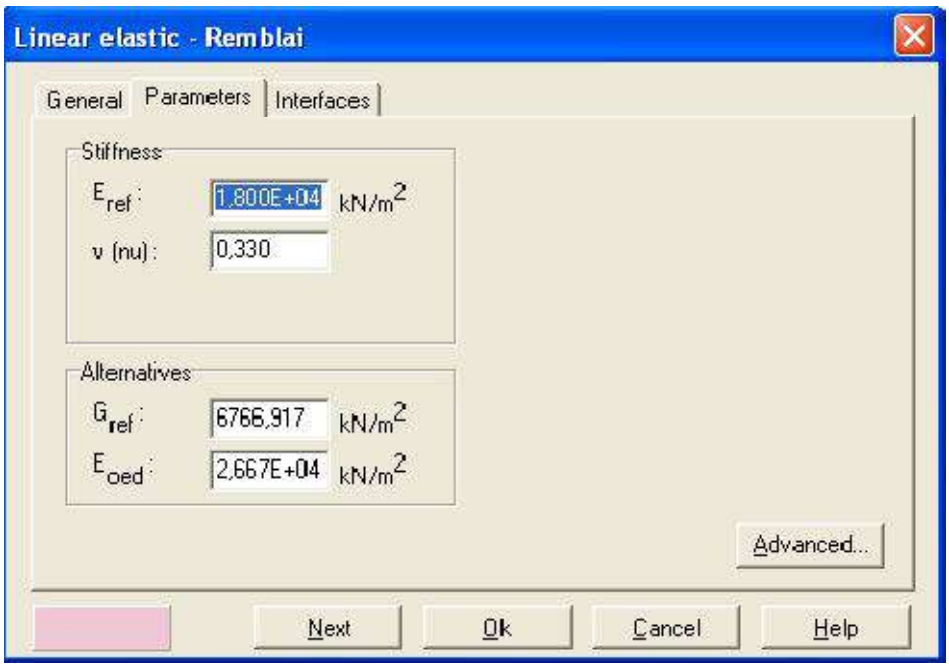


Figure 4.1 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

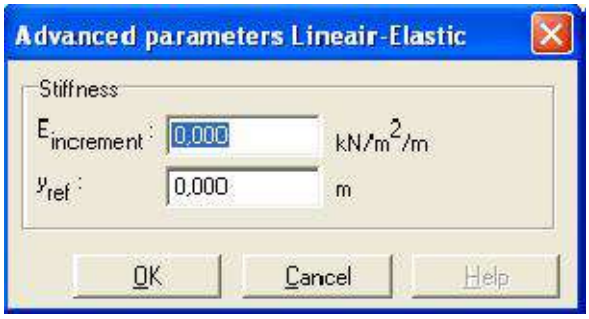


Figure 4.2 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

4.6.4 Le modèle Mohr-Coulomb :

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieure de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope.

Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace de contraintes principales ($\sigma 1$, $\sigma 2$, $\sigma 3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F\ (\sigma ij) = |\sigma 1\ - \sigma 3| - (\sigma 1\ -\ \sigma 3\ ) \sin \varphi - 2\ c \cos \varphi = 0$$

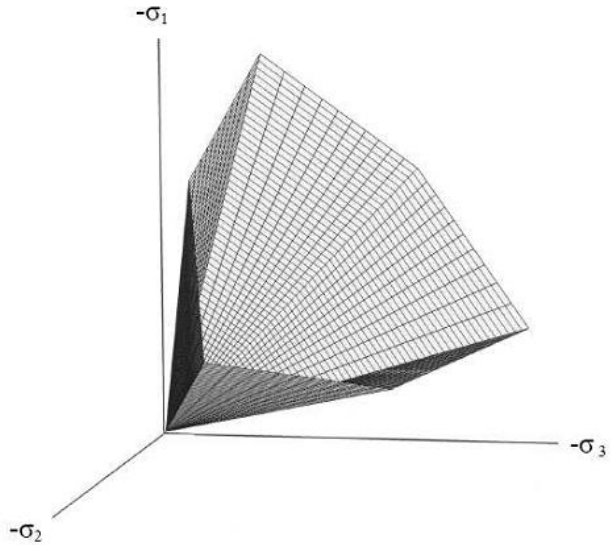


Figure 4.3 surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol.

4.6.5 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model H.S.M) :

Une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage telle que le modèle HSM permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies.

Le modèle HSM est un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatoire (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

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

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œnométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E50 n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

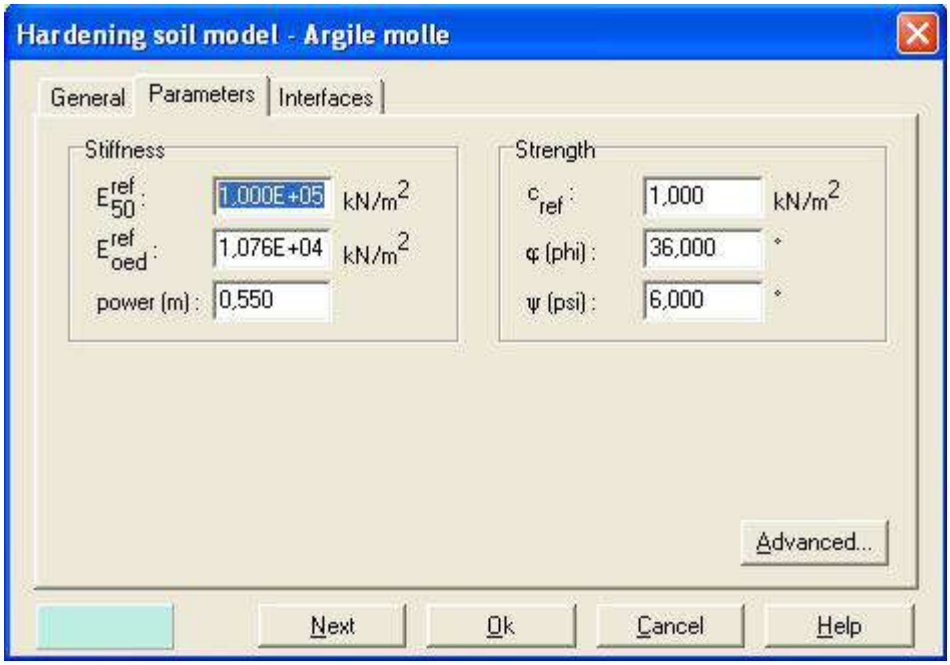


Figure 4.4 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

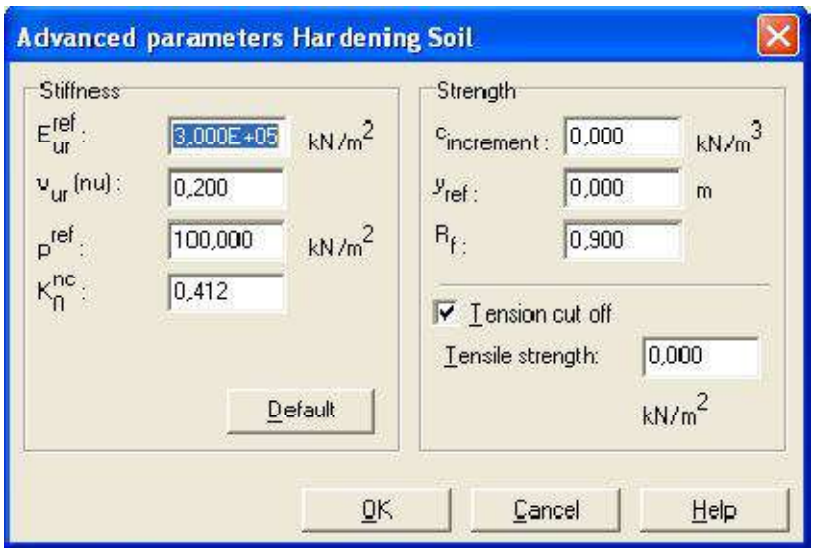


Figure 4.5 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

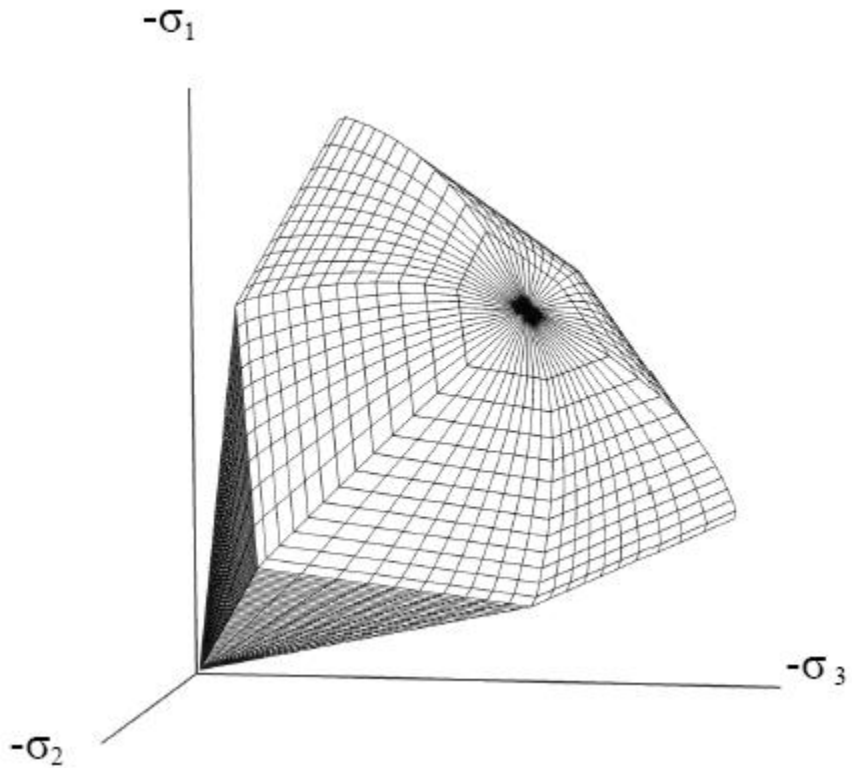


Figure 4.6 surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

4.6.6 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M) :

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle

Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al..
L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge.

Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

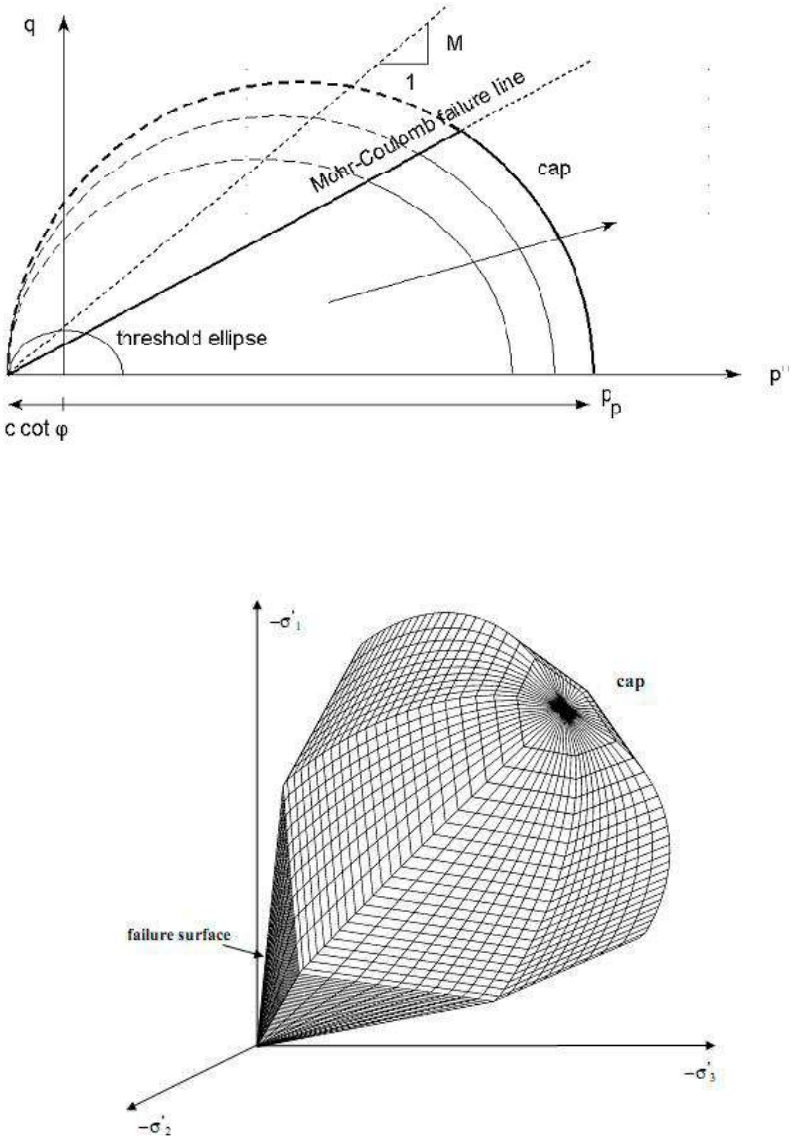


Figure 4.7 surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q), et dans l'espace des contraintes principales.

Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est préférable d'utiliser un modèle HSM.
Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et □.

4.6.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables).

Elle est caractérisée par le paramètre C_α. Elle génère ce qui est appelé la quasi préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (cf. Bjerrum, 1967).

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan *p*, *q* en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope (voir fig. 4-8).

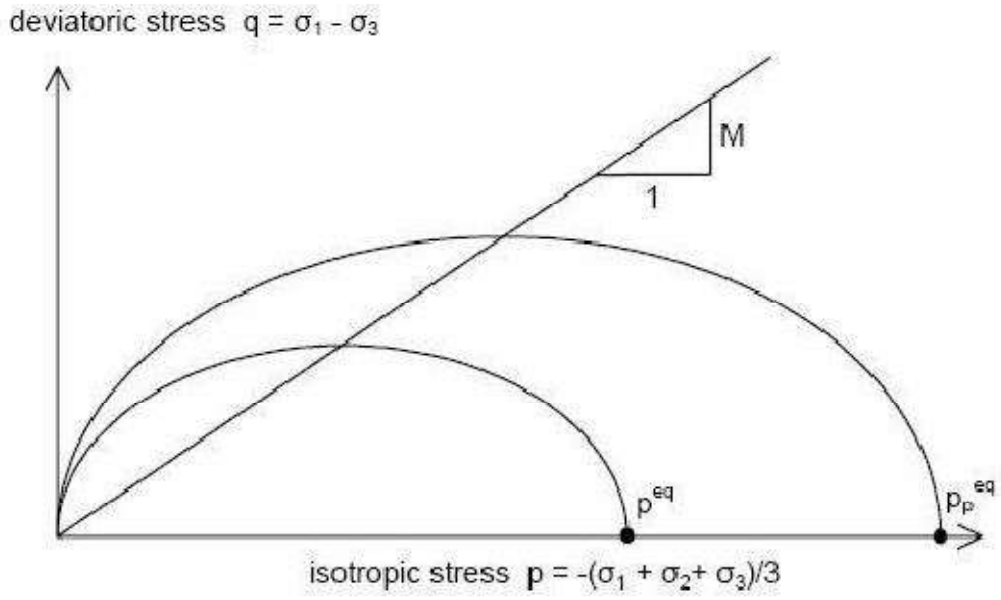


Figure 4.8 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.

4.7 Conclusion :

Ce rapide tour d'horizon des certains modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de

modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul "manuel" pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain.

Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"….

Pour cette analyse on utilise le modèle de Mohr Coulomb.

CHAPITRE 05

Modélisation numérique

5.1 Introduction :

Ce chapitre résume les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis d'une fondation circulaire reposant sur un sable renforcé par des nappes de géogrilles.

5.2 Procédure de la simulation numérique :

5.2.1 Présentation du modèle de référence :

On souhaite étudier le comportement d'une fondation circulaire reposant à la surface d'une couche de sable. La fondation est rigide. En dessous se trouve un substratum rocheux. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur les figures 5-1 et 5-2 pour le sol non renforcé et renforcé respectivement. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) axisymétrique de 8m de largeur et 7m de hauteur.

5.2.1.1 La géométrie du problème :

-conditions aux limites :

Le modèle est libre en vertical et bloqué au fond.

-conditions initiales :

- Pour le cas non renforcé

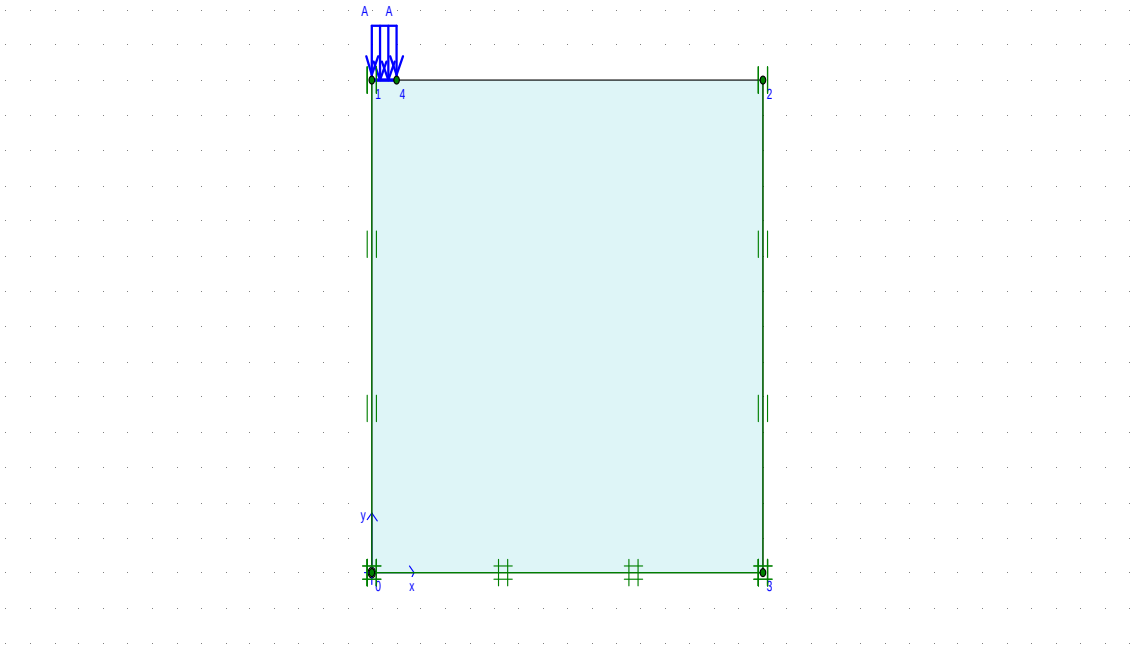


Figure 5.1 Géométrie du problème pour le sol non renforcé.

- Pour le cas renforcé

D'après les études expérimentales :

-la largeur optimale des nappes de géogrilles est égale à 6B.

Pour notre cas b = 6B

-l'espacement h = 0,25B et h = 0,5B.

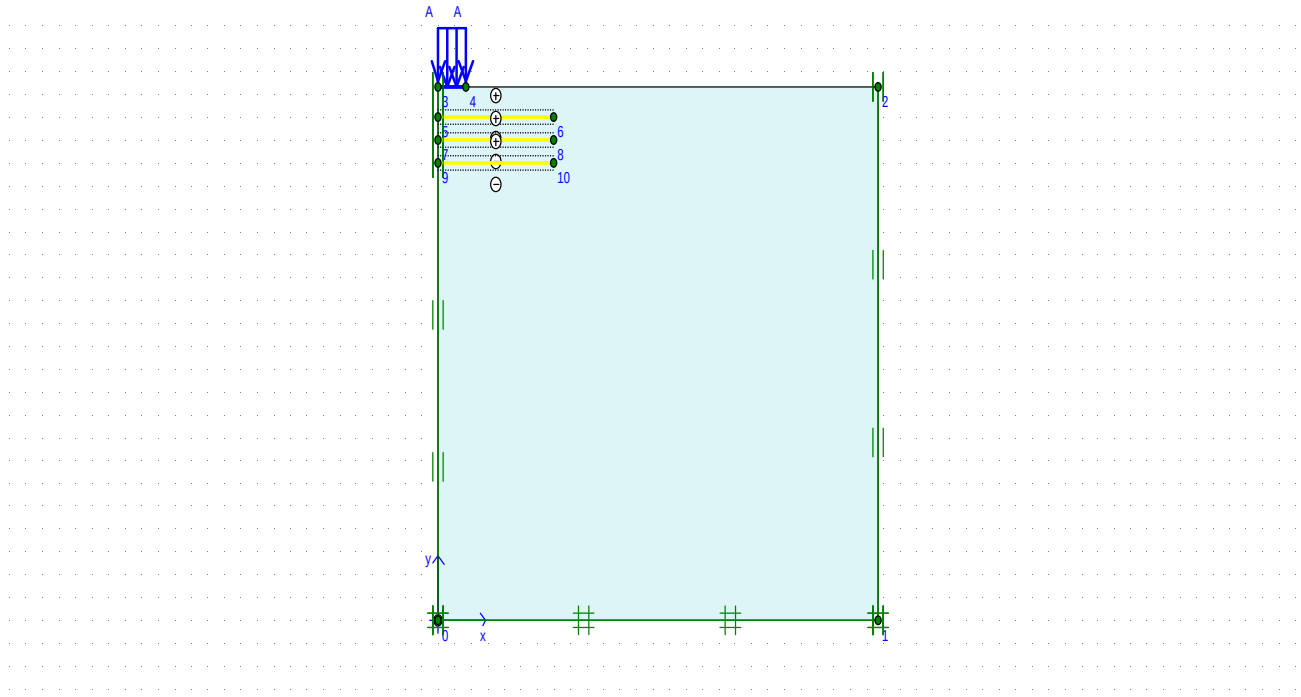


Figure 5.2 Géométrie du problème pour le sol renforcé.

5.2.1.2 Caractéristiques des matériaux :

a)- Caractéristiques de sols :

Le modèle utilisé est le modèle de Mohr Coulomb) inclus dans Plaxis. . Les propriétés géotechniques du sol sont regroupées au **Tableau 5-1.**

Paramètre	Sable non renforcé	Sable renforcé	Unité
Poids volumique γ	17	17	KN/m³
Eref	30000	30000	KN/m²
Cohésion C	0,1	0,1	Degré
Angle de frottement φ	37,5	37,5	Degré

Angle de dilatance ψ	0	0	Degré
Coef de réduction R_{inter}	1	1	KN/m²

Tableau 5.1 Paramètres géotechniques du sol.

b)- Caractéristiques des géogrilles :

La seule propriété d'une géogrille est la rigidité axiale EA. Cette dernière a été prise égale à 300 kN/m.

5.2.1.3 Génération du Maillage :

Plaxis permet d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

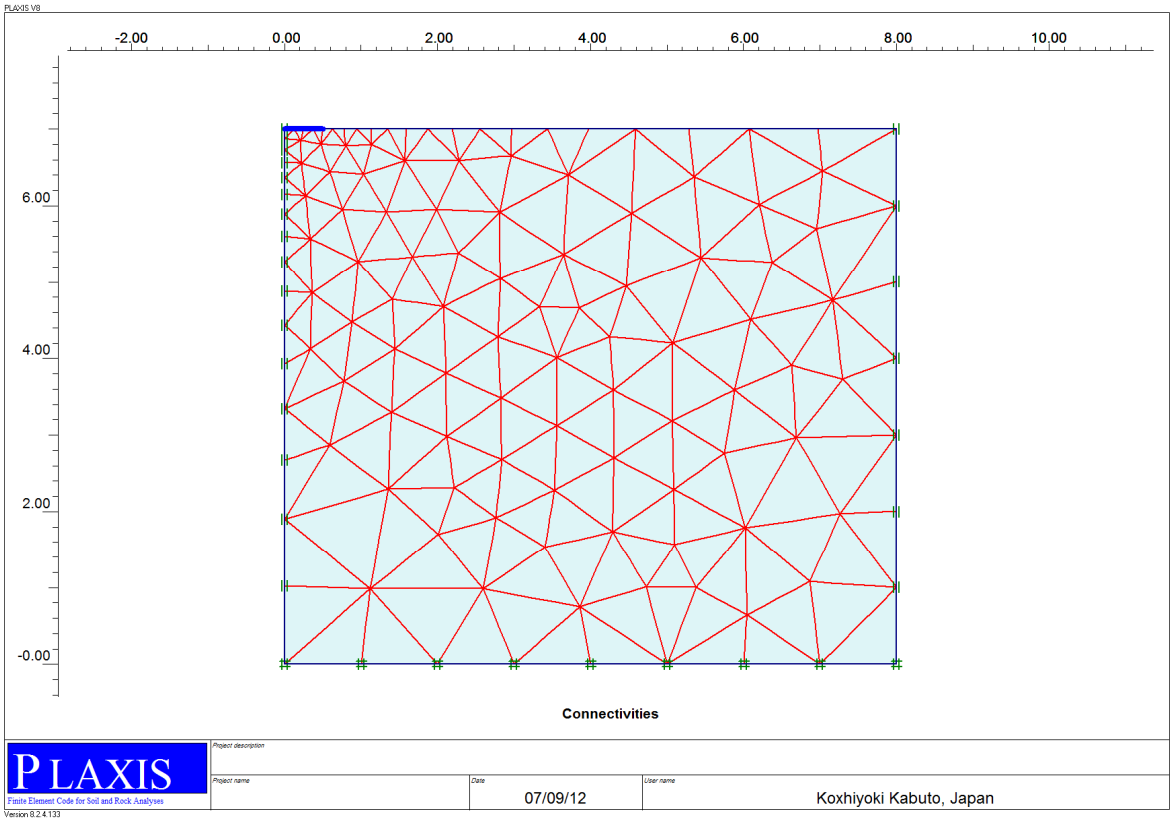


Figure 5.3 Génération du maillage non renforcé.

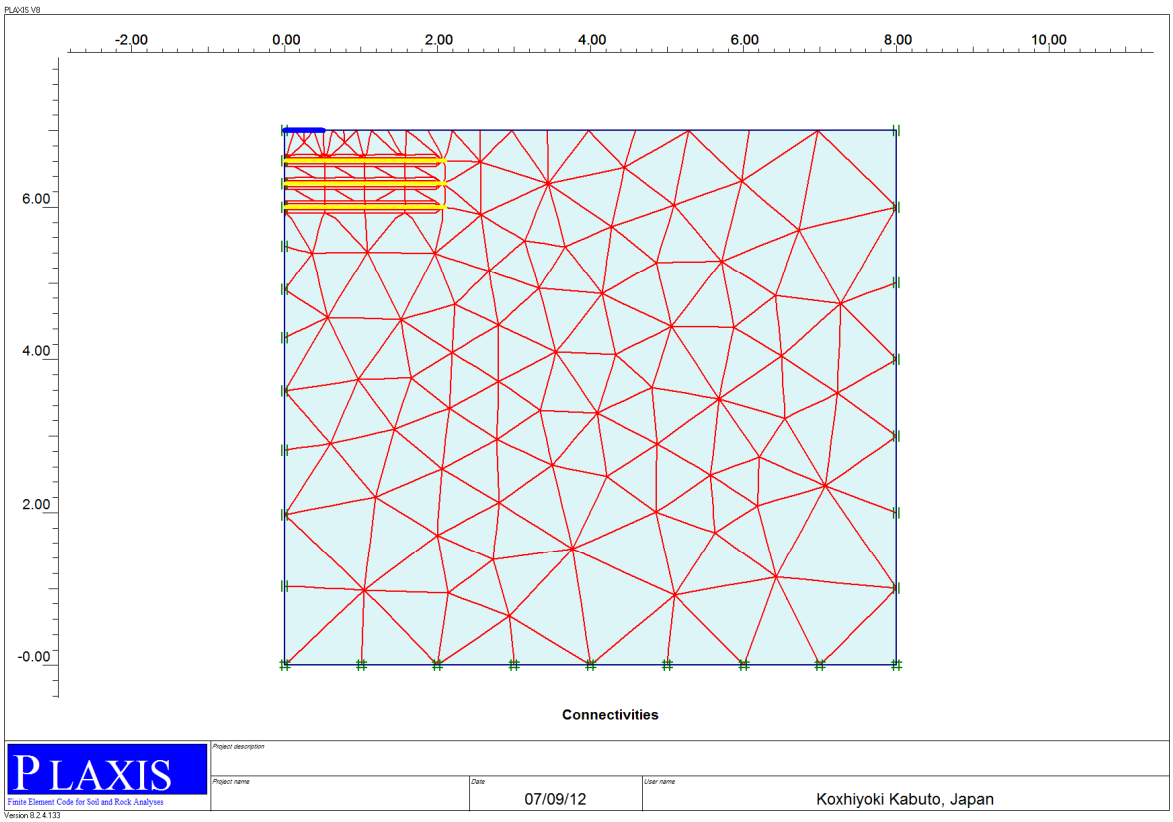


Figure 5.4 Génération du maillage renforcé.

5.2.1.4 Calculs :

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

Le calcul sera effectué séparément pour les cas renforcés et non renforcés on utilisera deux modèles indépendants.

Le calcul se fera en deux étapes :

-dans la première les éléments structuraux sont actives (fondation + renforcement).

-dans la deuxième on applique le chargement ce qui permet de donner différentes valeurs à la charge appliquée.

a)- Général :

On choisit un calcul en plastique.

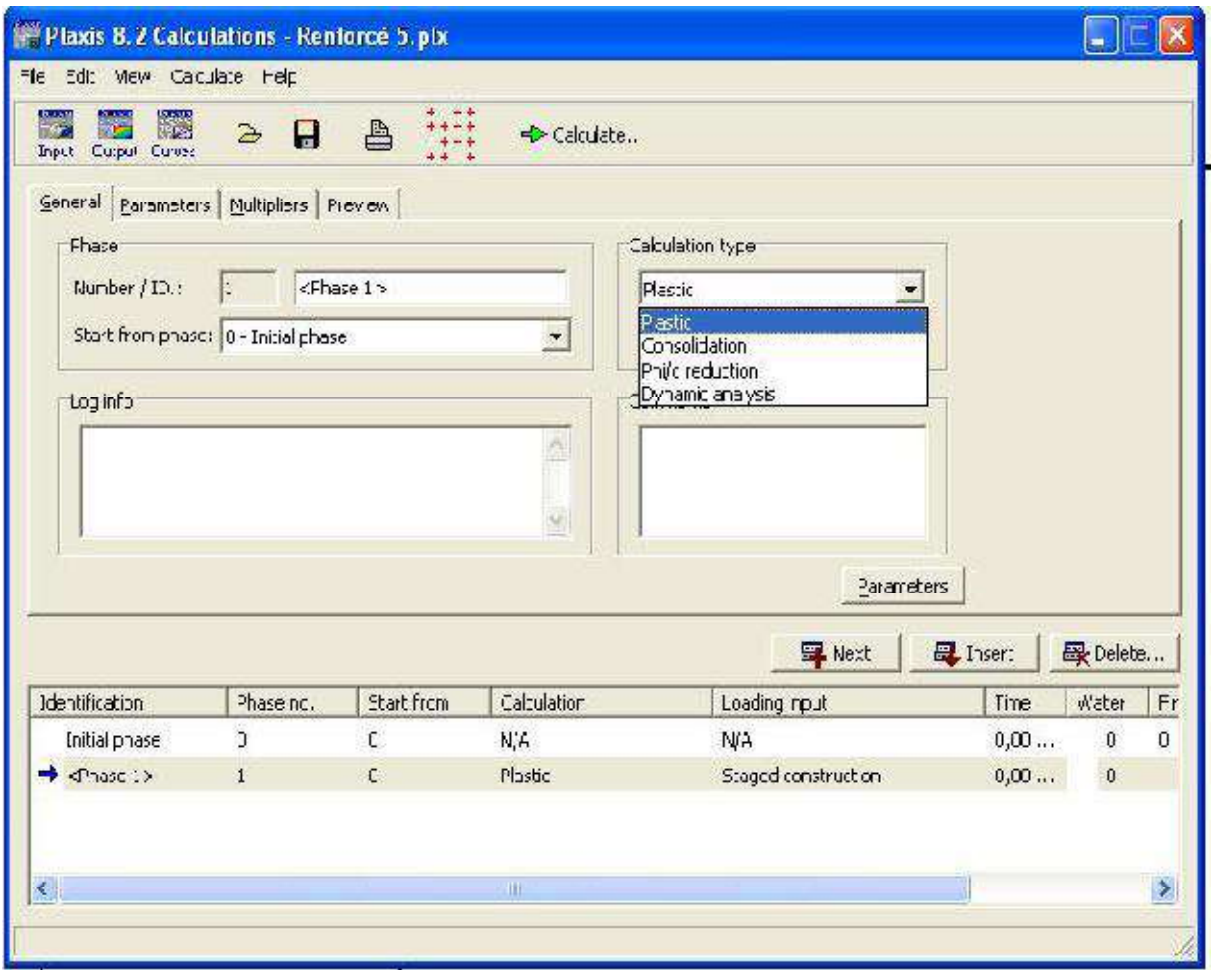


Figure 5.5 Menu général de calcul.

b)- Paramètres :

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton (Define).

Après la définition des phases de calcul, et avant de lancer le calcul, il est possible de sélectionner des points pour tracer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes.

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 des déplacements.

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

d)- Calcul :

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparait donnant l'évolution du calcul.

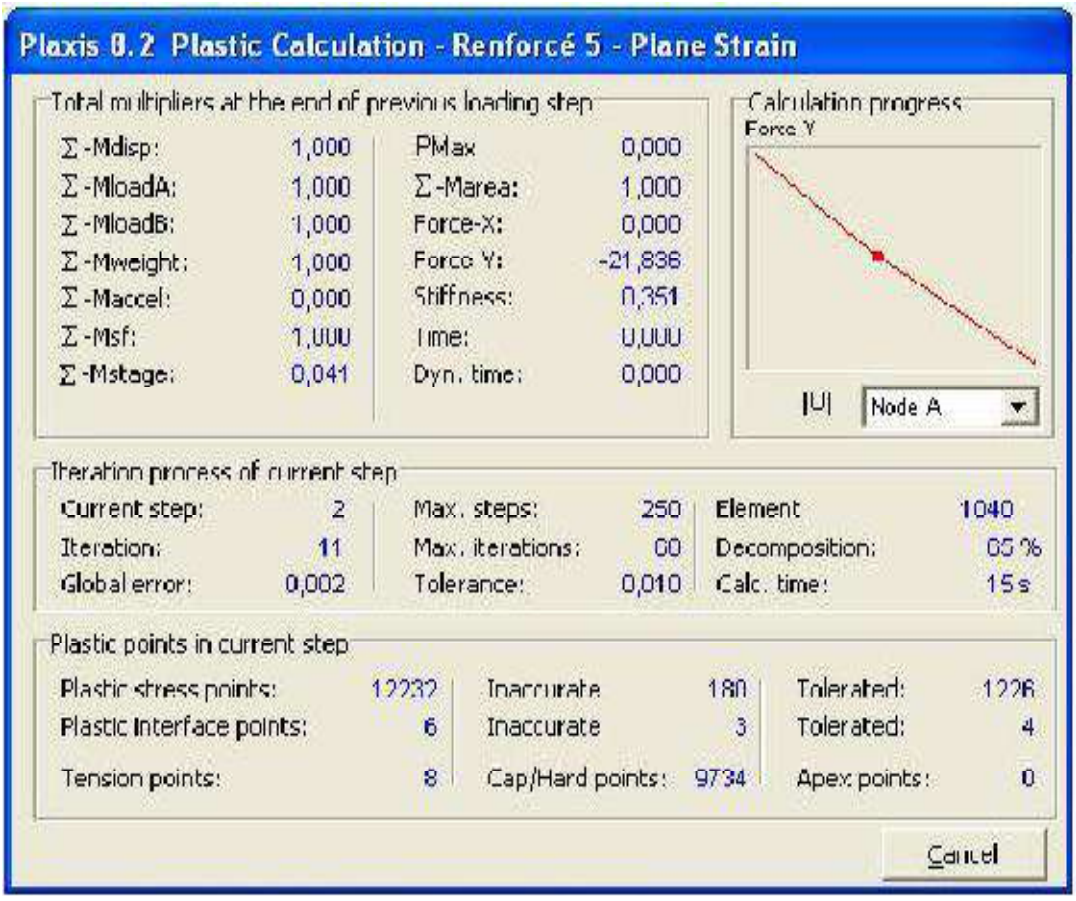


Figure 5.6 Fenêtre d'évolution de calcul.

5.3 Résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements.

On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour le sol non renforcé et renforcé.

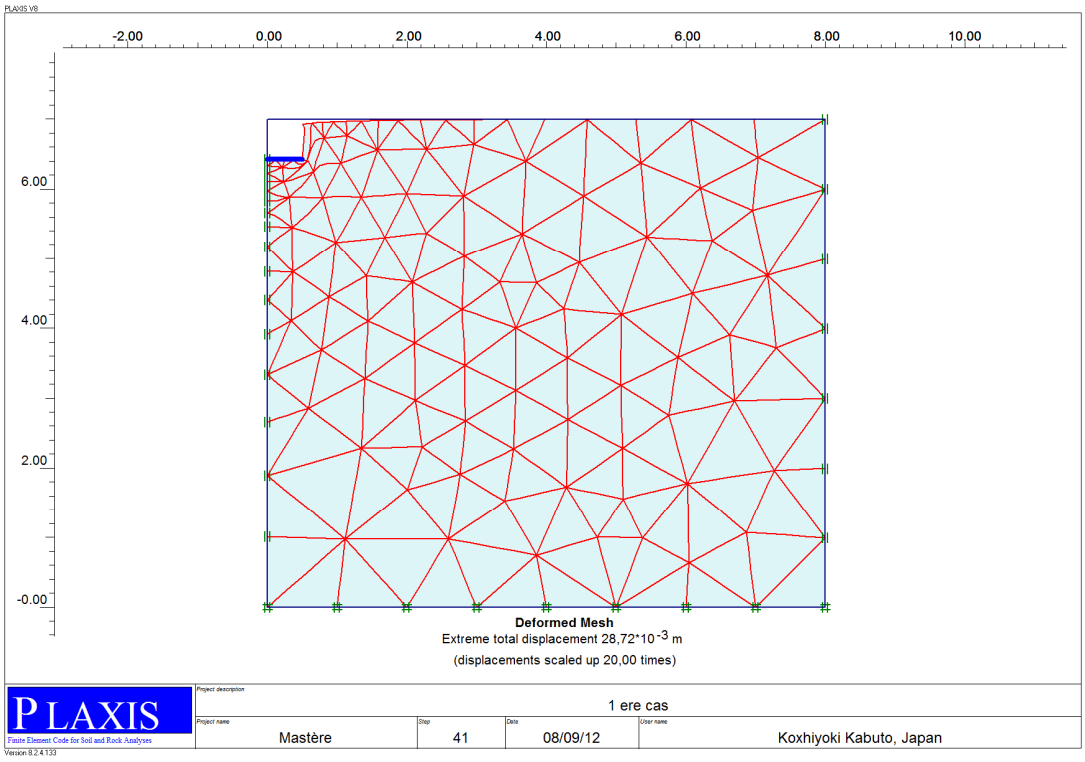


Figure 5.7 Maillage déformée .

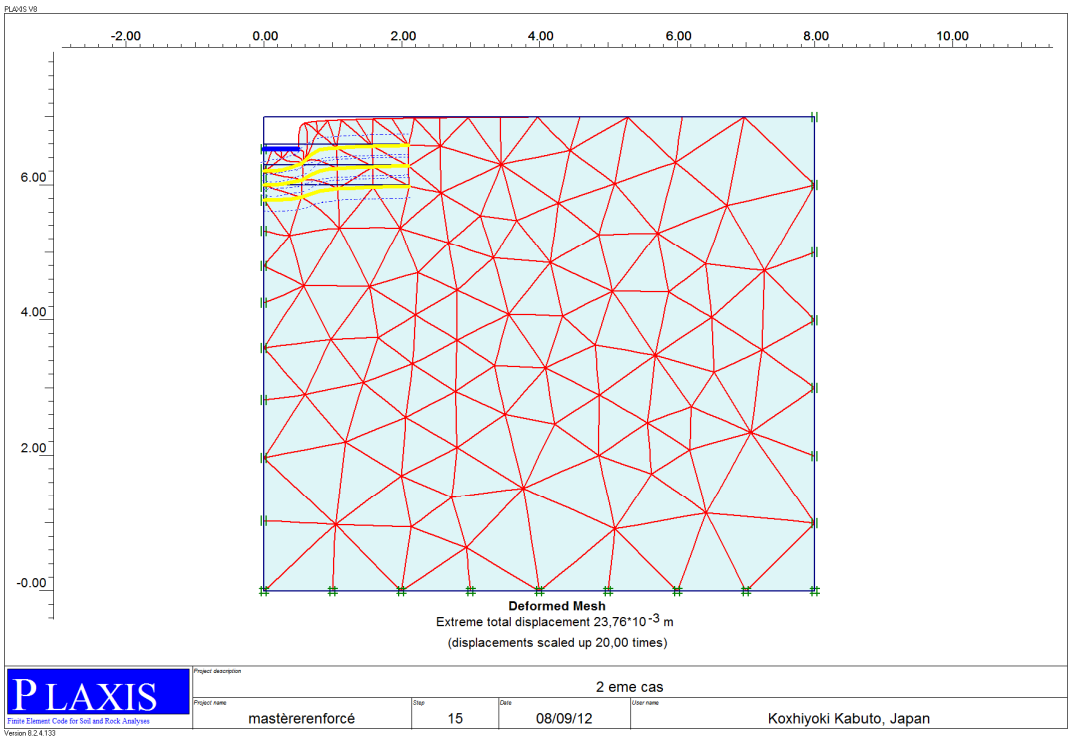


Figure 5.8 Maillage déformé.

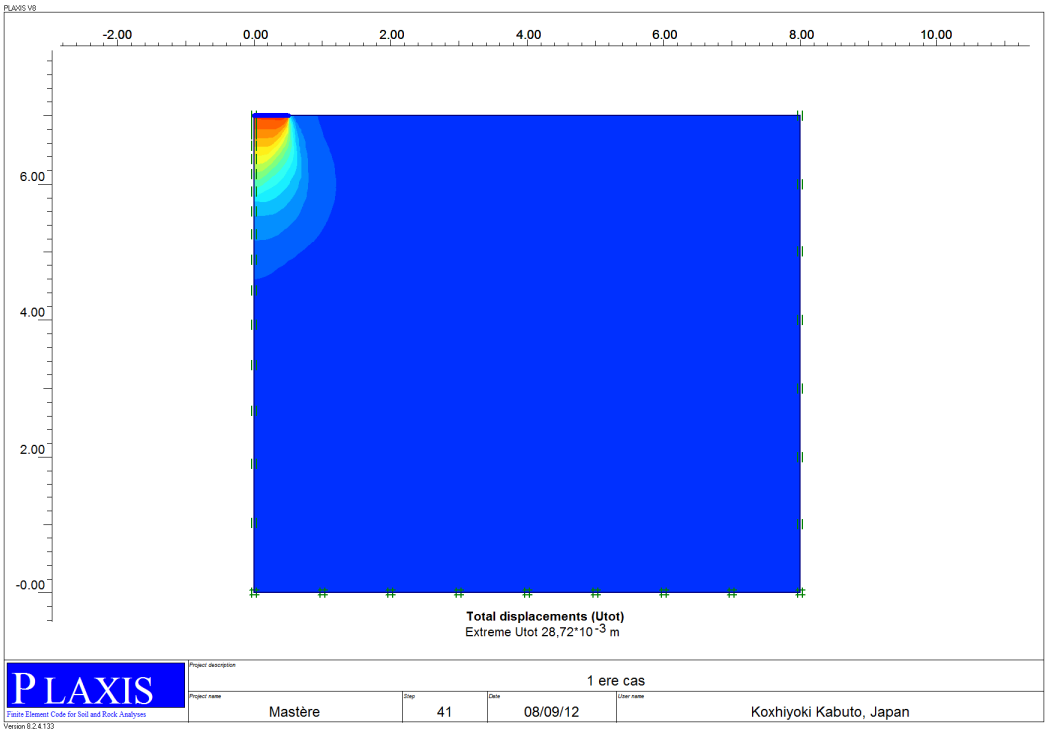


Figure 5.9 Déplacements totaux.

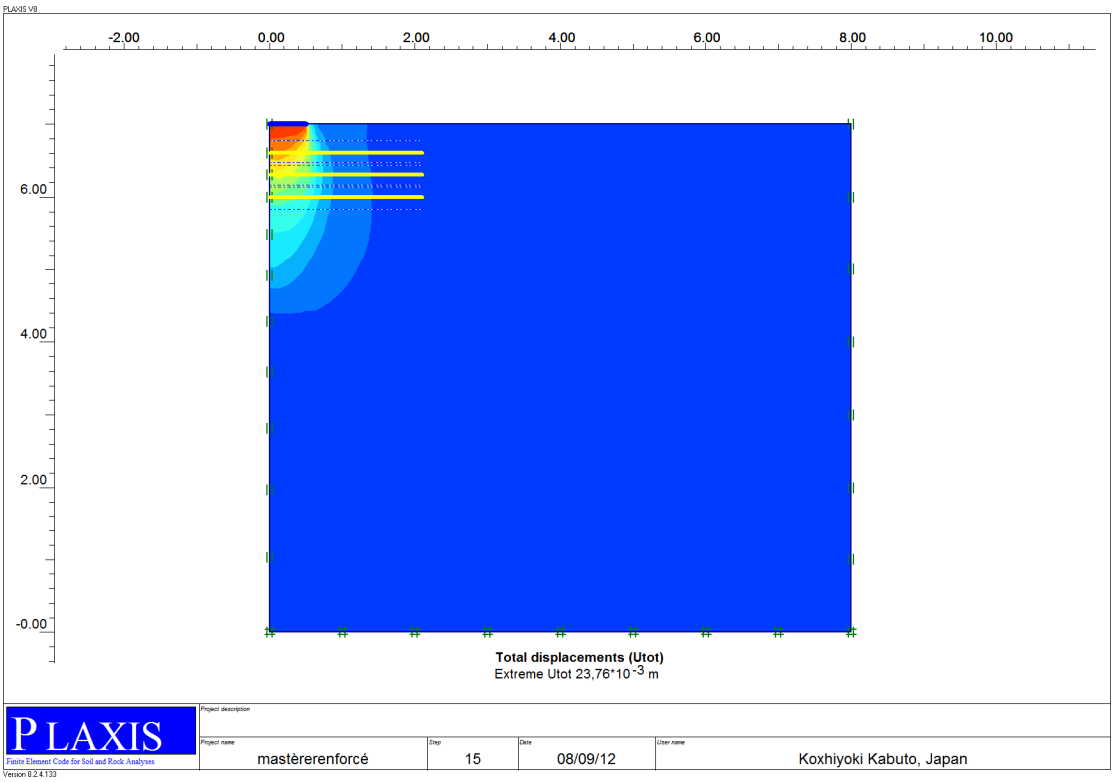


Figure 5.10 Déplacements totaux.

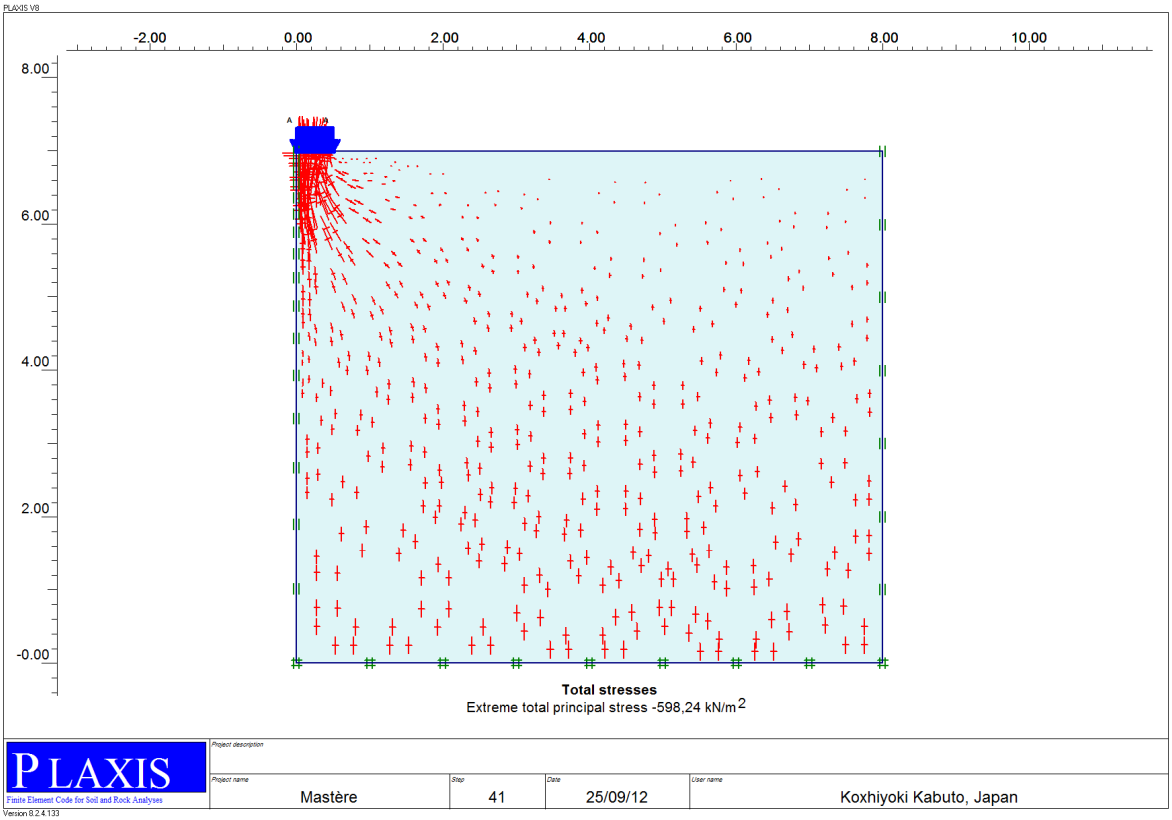


Figure 5.11.contraintes totales

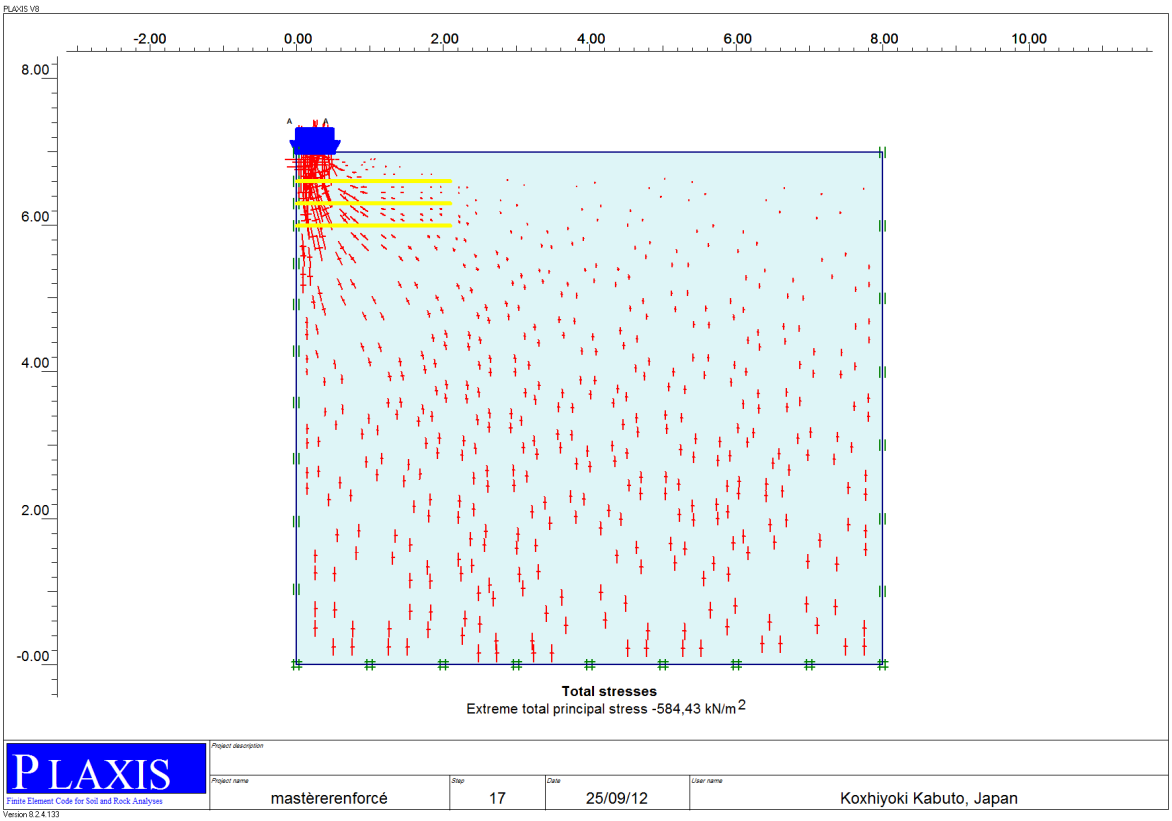


Figure 5.12.contraintes totales

5.4.Effet du l'introduction du renforcement sur la capacité portante de la fondation :

Pour une charge de 550 KN/m²

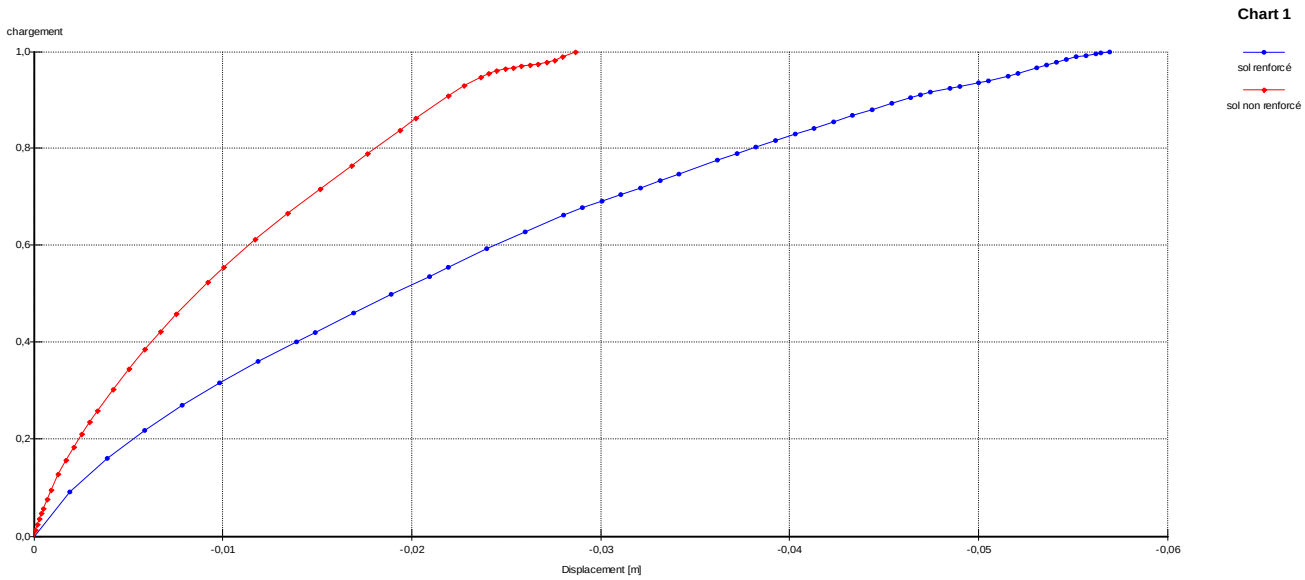


Figure 5.13. courbe charge-déplacement pour une charge de 550KN/m²

La **figure 5.13.**montre la courbe charge-déplacement obtenue pour un sable non renforcé et renforcé avec 3 nappes de geogrilles.

On remarque que la capacité portante de la fondation augmente avec l'introduction de renforcement.

5.5 .Effet du nombre de nappes :

Le nombre de nappe est varié de 1 à 5 :

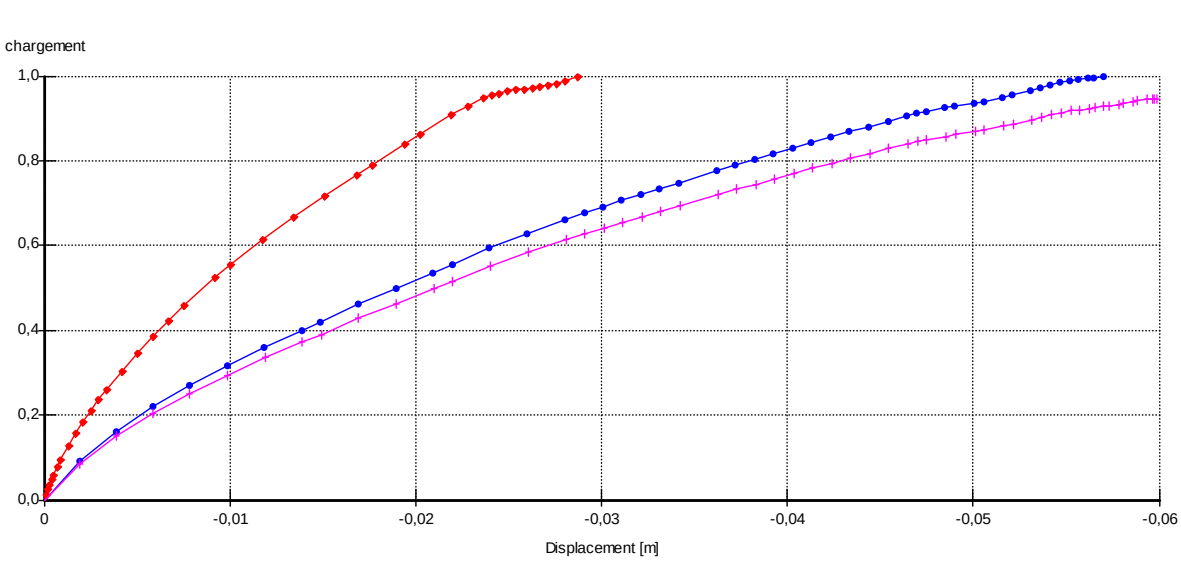


Figure 5.14. Courbe charge-déplacement

La **figure 5.14.** montre la courbe charge-déplacement obtenue pour un sable renforcé avec une nappe et 3 nappes et 5 nappes de geogrilles.

On remarque que la capacité portante de la fondation augmente avec l'augmentation de nombre de nappe.

5.6. Effet de l'espacement des nappes :

L'espacement entre les nappes du renforcement est varié de 0,25B à 0,5B

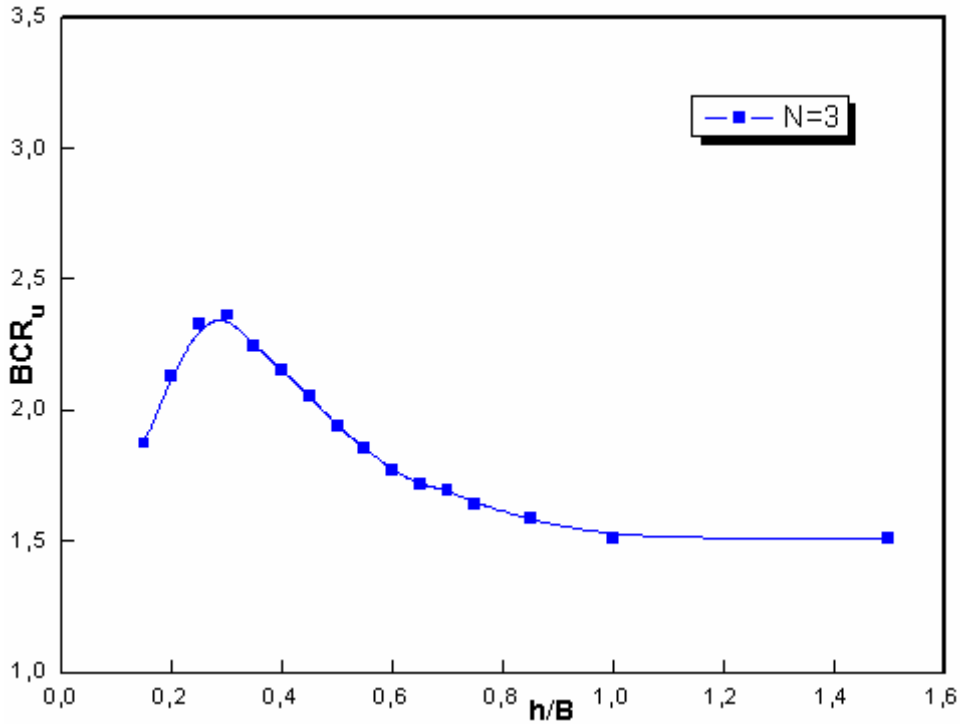


Figure. .5.15 Variation de BCR_u en fonction de h/B avec N=3

On remarque que pour 0,25 ≤ h/B <0,5, l'effet est le même quelque soit le nombre de géogrilles.

Lorsque h/B ≥0,5, les géogrilles n'ont aucune influence.

CONCLUSION GENERALE

5.2 Conclusions :

Les conclusions suivantes peuvent être avancées à l'issue de cette recherche.

1. 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.

2. L'introduction des nappes de géogrilles augmente considérablement la capacité portante des sols et réduit le tassement des fondations.

3. L'effet du nombre de nappes dépend également de la distance entre les nappes **h**

4. L'introduction des nappes de géogrilles redistribuera la charge appliquée sur une surface plus large, ce qui diminue la concentration des contraintes.

Recommandations :

Ce travail présente une étude par éléments finis de la capacité portante d'un sable renforcé par des nappes de géogrilles. Il a été prouvé par différents chercheurs que la performance d'un sol renforcé est influencée par de nombreux facteurs. En raison du temps limité, cette étude n'a pas pu toucher tous ces facteurs. La recherche recommandée pourrait viser ce qui suit:

1 . Etude de la capacité portante des sables de fondations renforcés par des géogrilles en tenant compte l'étape de l'excavation.

2 . Etude comparative de la capacité portante des sols de fondations renforcés par des géogrilles.

3 . Etude de l'effet du tassement sur le BCR.

Références bibliographiques

REFERENCES BILIOGRAPHIQUES

Binquet, J., and Lee, K. L ., 1975a. "Bearing capacity tests on reinforced earth slabs." *Journal of Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 101, No.GT12, pp. 1241-1255.

Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. PLAXIS version 8, tutorial manual,reference manual, DELFT University of technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.