

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université El Hadj Lakhdar Batna
Faculté des sciences de l'ingénieur
Département de génie civil
Ecole doctorale

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Magister en Génie Civil

OPTION : Géotechnique

Thème :

L'EFFET D'INTERFERENCE DE DEUX FONDATIONS
FILANTES ETROITEMENT ESPACEES REPOSANT SUR
UN SABLE RENFORCE PAR GEOGRILLES

Présenté par :

Benbouza Assma

Soutenue le : 26 /05 /2011

Devant le jury composé de :

Président	: M.BELACHIA	Professeur	Université de SKIKDA
Rapporteur	: F. HAMMOUD	M.C (classe A)	Université de BATNA
Examineurs	: K.ABBECHE	M.C (classe A)	Université de BATNA
	: S.MESSAST	M.C (classe A)	Université de SKIKDA
	: M.BAHEDDI	M.C (classe A)	Université de BATNA

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,

Mon mari et sa famille, Mes frères, mes sœurs et ma grande famille ;

Mes amis(es)

*Mes collègues de promotion ; et à tous personnes ayant contribué à ce
travail de prés ou de loin.*

Remerciements

Je remercie en premier dieu pour tout.

Mes sincères remerciements et gratitude à tous mes enseignants et en particulier M. Hammoud Farid, Maître de conférences (A) à l'université de Batna, 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.

Résumé

Ce travail vise à présenter une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis en utilisant le modèle de déformation plane réalisés sur un sable avec et sans nappes de géogrilles chargés avec deux semelles filantes étroitement espacées. Les calculs seront effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Le sol sera représenté par le modèle non linéaire de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) qui est un modèle contrainte – déformation elasto-plastique et hyperbolique alors que le renforcement sera représenté par des éléments élastiques.

Les études paramétriques ont été réalisées afin d'évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètres tels que : l'angle de frottement interne, le nombre de nappes de géogrilles, l'espacement entre les fondations, la largeur de géogrille à partir de l'extrémité de la fondation , la profondeur de la première couche de renforcement, la distance entre les nappes de renforcement sur le facteur d'interférence (ζ_y) et la capacité portante des sols renforcés et non renforcés.

Les résultats obtenus montrent que les semelles interférentes renforcées ont des facteurs d'interférence plus grands que les semelles non renforcées et la capacité portante d'une semelle interférente est plus grande que celle d'une semelle isolée. D'autre part ζ_y augmente avec le nombre de nappes de géogrilles.

Mots-clés : Géogrilles, Modélisation numérique, Fondation filante, sable renforcé, Plaxis, Eléments finis, Interférence de fondations.

Abstract

This work aims to present a numerical study using finite element analysis using the model of plane strain performed on sand with and without layers of géogrid charged with two closely spaced strip footings. The calculations are performed using the finite element code Plaxis. The soil is represented by the nonlinear model with hardening of soil (Hardening Soil Model) is an elasto-plastic and hyperbolic model, so that the reinforcement will be represented by elastic elements.

A parametric study revealed the role of some parametric such as: friction angle, the number of reinforcing layers, the distance between reinforcing layers and footings and the width and depth of reinforcing layers on the interfering factor(ζ_y).

The results showed that ζ_y of the interfering reinforced footings is greater than ζ_y of the unreinforced footings and the efficiency of reinforcement on the bearing capacity of interfering footings is greater than that on an isolated reinforced footing. In addition, reinforcement caused the bearing capacity of interfering footings to increase for one and two reinforcement layers, respectively.

Keywords: Geogrids, numerical modeling, strip Foundation, reinforced sand, Plaxis, Finite elements, Interference foundations.

ملخص

هذا العمل يهدف إلى تقديم دراسة رقمية باستخدام تحليل العناصر المنتهية باستخدام نموذج التشوه السطحي على الرمال مع وبدون طبقات من الألياف البلاستيكية الشبكية محملة أساسين متقاربين في المسافة. العمليات الحسابية تمت باستعمال برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس ويتم تمثيل التربة بنموذج غير خطي مع تصلب التربة (نموذج التربة المتصلبة) هو نموذج من النوع المرن البلاستيكي والقطعي، بحيث تكون الألياف البلاستيكية الشبكية ممثلة بعناصر مرنة. هذه الدراسة أجريت لتقييم تأثير بعض العوامل مثل:زاوية الاحتكاك, المسافة بين الأساسين المتقاربين, عدد الألياف البلاستيكية الشبكية وعرضها والمسافة بينها وعمق الليف الأول على عامل التداخل (ζ_y).

النتائج المحصل عليها تثبت أن ζ_y للأساسات المتداخلة المقواة اكبر من ζ_y للأساسات غير المقواة وقوة التحمل للأساس المقوى المتداخل اكبر من تلك المحصل عليها لأساس غير متداخل.ومن ناحية أخرى ζ_y يزداد بزيادة عدد الألياف.

كلمات مفتاحية: الألياف البلاستيكية الشبكية، النمذجة الرقمية، الأساس، الرمل المقوى، بلاكسيس، العناصر المنتهية،تداخل الأساسات.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------	----------

Chapitre I :

Géosynthétiques et leurs applications en renforcement.	4
I.1 Introduction	5
I.2 Les géosynthétiques	5
I.2.1 Définition	5
I.2.2 Types de géosynthétiques	5
I.2.3 les geosynthetiques les plus utilisés	7
I.2.3.1 Les géotextiles	7
I.2.3.1.1 Les géotextiles non-tissés	8
I.2.3.1.2 Les géotextiles tissés	10
I.2.3.1.3 Les géotextiles tricotés	11
I.2.3.2 Les géogrilles	12
I.2.3.3 Les géocomposites	15
I.3 Les applications des géosynthétiques	17
I.3.1 Renforcement de sol	17
I.3.1.1 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires	17
I.3.1.2 Constructions de murs en remblai renforcée par géosynthétiques et renforcement des talus raidis	18
I.3.2 Séparation et filtration	20
I.3.3 Drainage et filtration	21
I.3.4 Les géogrilles de lutte contre l'érosion	22
I.4 Principaux caractéristiques des géosynthétiques	23
I.5 Conditions de mise en œuvre	26
I.6 Développement futur	27

Chapitre II :

Généralités sur la capacité portante des sols.	28
II.1 Généralités sur la capacité portante des sols non renforcés	39
II.1.1 Introduction	39
II.1.2 Fondations superficielles	30
II.1.3 La capacité portante et tassement	31
II.1.4 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	32
II.1.5 Philosophies de conception des fondations	35
II.1.5.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)	35
II.1.5.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)	35
II.2 Généralités sur la capacité portante des sols renforcés	37
II.2.1 Introduction	37
II.2.2 Etude expérimentale	39
II.2.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles	39
II.2.2.2 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits	43
II.2.2 Etude analytique	46
II.2.2 Etudes numériques	47
II.3 Conclusion	50

Chapitre III :

L'effet d'interférence sur la capacité portante de deux fondations filantes étroitement espacées.	51
III.1 Introduction	52
III.2 Cas d'une fondation isolée	52
III.2 .1 Théorie de la capacité portante de Terzaghi (1943)	52
III.2 .2 Capacité portante des fondations filantes et carrées reposant sur un sable renforcé	53
III .3 Cas de deux fondations étroitement espacées	55
III.3.1 Effet d'interférence de deux fondations reposant sur sable non	

renforcés.....	55
III.3. 1.1 Théorie de Stuart.....	55
III.3.1.2 Etudes numériques et expérimentales.....	59
III.3.2 Effet d'interférence de deux fondations reposant sur un sable renforcé.....	62
III.4 Conclusion.....	66

Chapitre IV :

Présentation de l'outil de simulation numérique	67
IV.1 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.....	68
IV.1.1 Introduction.....	68
IV.1.2 Bref historique	68
IV.1.3 Concepts de base.....	69
IV.2 Calculs par la MEF	69
IV.2.1 L'analyse des déplacements par MEF.....	70
IV.2.2 Les éléments pour l'analyse bidimensionnelle.....	73
IV.2.3 L'interpolation des déplacements.....	73
IV.2.4 Déformations	74
IV.3 Présentation de PLAXIS.....	75
IV.3.1 Le code éléments finis PLAXIS.....	75
IV.3.2 Options par défaut et solutions approchées.....	76
IV.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	78
IV.4.1 Introduction.....	78
IV.4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	79
IV.4.3 Comportement élastoplastique.....	80
IV.4.4 Modèle élastique linéaire.....	81
IV.4.5 Modèle de Mohr-Coulomb.....	83
IV.4.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	86
IV.4.7 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)	92
IV.4.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (S. S. C. M).....	96
IV.5 Conclusion.....	98

Chapitre V :

Présentation et interprétation des résultats obtenus.	99
V.1 Introduction.....	100
V.2 La géométrie du problème.....	100
V.3 Procédure de la simulation numérique.....	101
V.3.1 Caractéristiques géotechniques du sol	101
V.3.2 Caractéristiques des géogrilles.....	101
V.3.3 Présentation du modèle étudié.....	101
V.3.4 Maillage et conditions aux limites.....	103
V.3.5 Méthode de l'analyse.....	104
V.4 Résultats.....	105
V.4.1 Mécanismes de rupture dans le cas d'un sol non renforcé et renforcé	111
V.4.2 Analyse du facteur d'interférence ($\zeta\gamma$).....	116
V.4.2.1 Influence de l'angle de frottement interne.....	120
V.4.2.2 Influence des paramètres géométriques.....	120
V.4.2.3 Détermination des paramètres critiques.....	125
V.5 Comparaison et validation des résultats obtenus	130
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	131
<hr/>	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	133

Annexes : **137**

Annexe A	138
Annexe B	139
Annexe C	140
Annexe D	142
Annexe E	144

NOTATIONS ET ABREVIATIONS

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire

Liste des lettres Grecques

γ_{dry}	Poids volumique Humide.
γ_{sat}	Poids volumique saturé.
ϵ_v	Déformation volumique.
k^*	Indice de gonflement.
λ^*	Indice de compression.
μ^*	Indice de fluage.
ν	Coefficient de Poisson.
ν_u	Coefficient de Poisson ultime.
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en charge décharge.
σ	Contrainte.
σ_n	Contraintes normales
σ_{tension}	Résistance à la traction.
τ	Contraintes de cisaillement (tangentielle).
φ	Angle de frottement interne du sol.
φ_{cv}	Angle de frottement à volume constant, au palier.
φ_u	Angle de frottement ultime.
ψ	Angle de dilatance du sol.
\underline{f}	Vecteur forces de volume
$\Delta\epsilon_v$	incrément de déformation volumique.
Δ	l'espacement entre les extrémités des deux fondations.
ζ_y, ζ_q	facteurs d'interférence

Liste des lettres Latines

b	Largeur des nappes.
b_{cr}	Largeur critique de renforcement.
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.
c	Cohésion du sol.
D	Encastrement de la fondation.
d	Profondeur de renforcement.
D_r	Densité relative.
d_{cr}	Profondeur critique de renforcement.
E	Module d'Young.
$E_{\text{increment}}$	Augmentation de la rigidité.
K^e	la matrice de rigidité élémentaire,
U^e	le vecteur des déplacements nodaux,
P^e	le vecteur des forces nodales.
F	Fonction de la surface de charge
G	Potentiel de dissipation plastique
h	Distance entre les nappes.
L_x	la longueur de géogridle à partir de l'extrémité de la fondation.
m	Puissance
u	La distance entre la base de la fondation et la première nappe
G	Module de cisaillement.
f_i	Force de volume.
EI	Rigidité de flexion.
EA	Rigidité normale.
E_{ur}^{ref}	Module en décharge.
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique.
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
K_0	Coefficient des terres au repos.
Δu_w	Surpression interstitielle.
n	la porosité,
K_w	le module volumique de l'eau.
ΔU	Déplacement relatif.
U	Déplacement.
N_c	Terme de cohésion.

	Terme de profondeur.
N_q	Terme de surface.
N_γ	Espacement centre à centre des deux fondations.
x	
s	le tassement de la fondation.

Liste des abréviations

HSM : Hardening Soil Model.

MEF : Méthode des Eléments Finis.

SSCM: Soft Soil Creep Model.

SSM : Soft Soil Model.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Exemple de géocellules.....	6
Figure 1.2 Exemple de géocomposite.....	6
Figure 1.3 Les géotextiles tissés.....	11
Figure 1.4 Géogrilles mono-axiales.....	12
Figure 1.5 Géogrilles bi-axiales.....	13
Figure 1.6 Enchevêtrement des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite).....	13
Figure 1.7 Géogrille extrudé.....	15
Figure 1.8 Géogrille tissé.....	15
Figure 1.9 Géocomposite.....	16
Figure 1.10 Renforcement de sol.....	17
Figure 1.11 Remblai renforcé par géogrilles.....	18
Figure 1.12 Murs en terre renforcée par géogrilles.....	19
Figure 1.13 L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation et filtration.....	21
Figure 1.14 Géosynthétiques en drainage et filtration.....	21
Figure 1.15 Applications de géosynthétiques comme drains et filtres.....	22
Figure 1.16 Écoulement suivant le plan du géosynthétique et écoulement normal au plan du géosynthétique.....	22
Figure 1.17 Les géogrilles anti-érosion.....	23
Figure 1.18 Essai de traction.....	24
Figure 1.19 Comportement typique d'une inclusion géosynthétique à la traction.....	24
Figure 1.20 Boîte de cisaillement.....	25
Figure 1.21 Loi de frottement schématique à l'interface sol/inclusion.....	25
Figure 2.1 Types de fondations.....	29
Figure 2.2 Fondation superficielle.....	30
Figure 2.3 Différents types de fondations superficielles.....	31
Figure 2.4 Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle.....	32
Figure 2.5-a Mécanisme général.....	33
Figure 2.5-b mécanisme de cisaillement localisé.....	33
Figure 2.5-c mécanisme de rupture par poinçonnement.....	34

Figure 2.6 Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R	35
Figure 2.7 Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement.....	37
Figure 2.8 Différents paramètres géométriques des sols renforcés.....	38
Figure 2.9 Nature générale de la variation de u/B	44
Figure 2.10 Variation BCR_u en fonction de h/B	44
Figure 2.11 Variation BCR_u en fonction de b/B	45
Figure 2.12 Frontière rigide.....	46
Figure 2.13 Effet de membrane.....	47
Figure 2.14 Effet de confinement.....	47
Figure 3.1 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi (1943).....	52
Figure 3. 2 Vérification d'une fondation filante dans un sable renforcé: (a) variation de BCR avec b/B ($u/B = h/B = 0.33$, $N=6$); (b) variation de BCR avec d/B ($u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 10$); (c) variation de BCR avec u/B ($h/B = 0.33$, $b/B = 8$, $N= 6$).....	54
Figure 3. 3 Vérification d'une fondation carrée dans un sable renforcé: (a) variation de BCR avec b/B ($u/B = h/B = 0.33$, $N=4$); (b) variation de BCR avec d/B ($u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 6$); (c) variation de BCR avec u/B ($h/B = 0.3$, $b/B = 4$, $N= 4$).	55
Figure 3.4 la surface de rupture d'un sol granulaire sous deux fondation rigide filantes étroitement espacées ($\alpha_1=\varphi$, $\alpha_2=45- \varphi/2$, $\alpha_3=180-\varphi$).....	56
Figure 3.5 Le facteur d'interférence de Stuart ζ_q	58
Figure 3.6 Le facteur d'interférence de Stuart ζ_y	58
Figure 3.7 Comparaison expérimental et théorique de ζ_q	59
Figure 3.8 Comparaison expérimental et théorique de ζ_y	60
Figure 3.9 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques pour l'interférence de deux fondations filantes sur un sol non renforcé.....	61
Figure 3.10 Vérification de l'interférence de deux fondations dans un sol non renforcé (a) fondation filante ;(b) fondation carrée.....	62
Figure 3.11 Les types de renforcement des fondations:(a) renforcement	

continu; et (b) renforcement discontinu.....	64
Figure 3.12 Variation de facteur de l'interférence pour un renforcement continu (Kumar et Saran (2003)).....	65
Figure 4.1 Le maillage en PLAXIS.....	71
Figure 4.2 Eléments bidimensionnelles.....	73
Figure 4.3 Elément à 6 nœuds.....	74
Figure 4.4 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	80
Figure 4.5 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique...	81
Figure 4.6 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage...	81
Figure 3.7 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	82
Figure 4.8 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	83
Figure 4.9 surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.....	84
Figure 4.10 : essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb	85
Figure 4.11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.....	87
Figure 4.12 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.....	88
Figure 4.13 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.....	90
Figure 4.14 Définition du module oedométrique tangent.....	90
Figure 4.15 Définition de l'angle de dilatance.....	91
Figure 4.16 Forme des surfaces de charge du HSM.....	91
Figure 4.17 Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.....	92
Figure 4.18 différentes représentations lors d'un essai oedométrique.....	94
Figure 4.19 surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q) , et dans l'espace des contraintes principales.....	95
Figure 4.20 Effet du temps sur les essais oedométriques.....	96
Figure 4.21 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan $p-q$	97
Figure 5.1 La géométrie du problème.....	100
Figure 5.2 Présentation du model étudié.....	102
Figure 5.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	103
Figure 5.4 Génération du maillage avec et sans renforcement.....	104
Figure 5.5 Maillage déformé.....	105
Figure 5.6 Incréments total.....	106

Figure 5.7 Déplacements totaux	106
Figure 5.8 Déplacements horizontaux	107
Figure 5.9 Déplacements verticaux	107
Figure 5.10 Maillage déformé	108
Figure 5.11 Incrément total	108
Figure 5.12 Déplacements totaux	109
Figure 5.13 Déplacements horizontaux	109
Figure 5.14 Déplacements verticaux	110
Figure 5.15 Force de traction dans la première nappe de géogrilles avec $u=0.30B$ et $L_x=1.5B$	110
Figure 5.16 Force de traction dans la deuxième nappe de géogrilles avec $u=h=0.30B$ et $L_x=1.5B$	110
Figure 5.17 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 5$ et 4 respectivement	111
Figure 5.18 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 3$ et 2 respectivement	112
Figure 5.19 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 1.6$ et 1 respectivement	113
Figure 5.20 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 0.8, 0.6, 0.5$ et 0.4 respectivement	115
Figure 5.21 Mécanisme de rupture pour $\Delta/B = 0.6$	116
Figure 5.22 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de Δ/B avec une variation de l'angle de frottement φ ($25^\circ-40^\circ$).....	120
Figure 5.23 courbe chargement déplacement ($u/B=h/B= 0.3, L_x= 1.5, \Delta/B= 0$)..	121
Figure 5.24 variation de $\zeta\gamma$ en fonction Δ/B pour la variable N ($u/B=h/B=0.3, L_x/B=1.5$).....	122
Figure 5.25 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de Δ/B avec variation de $N, L_x/B$:(a) $N=1, u/B=0.3$;(b) $N=2, u/B=h/B=0.3$	123
Figure 5.26 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de Δ/B avec variation de $N, u/B$:(a) $N=1, L_x/B=1.5$;(b) $N=2, L_x/B=1.5, h/B=0.3$	124
Figure 5.27 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de Δ/B avec variation de h/B ($N=2, L_x/B=1.5, u/B=0.3$).....	125
Figure 5.28 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de L_x/B avec variation de Δ/B pour:(a) $N=1, u/B =0.3$;(b) $N=2, u/B =h/B=0.3$	127
Figure 5.29 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de u/B avec variation de Δ/B pour:(a) $N=1, L_x/B =1.5$;(b) $N=2, L_x/B =1.5, h/B=0.3$	128

Figure 5.30 variation de $\zeta\gamma$ en fonction de h/B avec variation de A/B pour $N=2, L_x/B=1.5, u/B=0.3$ **129**

Figure 5.31 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et théoriques pour l'interférence de deux fondations filantes sur un sol non renforcé **130**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Résultats à partir d'essais in situ.....	36
Tableau 2.2 Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs.....	45
Tableau 3.1 caractéristiques mécaniques du sol.....	54
Tableau 4.1 valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement.....	94
Tableau 5.1 Programme d'essais réalisés	117
Tableau 5.2 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de φ et A/B	118
Tableau 5.3 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de N et A/B	118
Tableau 5.4 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de L_x/B et A/B ..	118
Tableau 5.5 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de u/B et A/B ...	119
Tableau 5.6 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de h/B et A/B ...	119
Tableau 5.7 les résultats obtenues pour ($N=1, A/B=1$).....	129
Tableau 5.8 les résultats obtenues pour ($N=2, A/B=1$).....	130

INTRODUCTION GENERALE

La technique de renforcement des sols, en dessous des semelles superficielles, avec un renforcement géosynthétique est l'une des techniques qui évoluée actuellement dans le domaine de la géotechnique. "Géosynthétique" est un terme général pour tous les matériaux synthétiques utilisés en conjonction avec le sol comme une partie intégrante d'un système artificiel. Les géosynthétiques sont utilisés principalement dans la géotechnique, l'environnement, et l'hydraulique. Ils peuvent avoir un rôle de séparation, renforcement, filtration et drainage. Ils comprennent une vaste gamme tels que les géotextiles, les géogrilles, les geonets, les géomembranes et les géocomposites. Actuellement les géotextiles disponibles sont classés en produits tissés, non tissés et tricots.

Un grand nombre de recherches portant sur le calcul de la capacité portante des Fondations sur sol ont été publiées. Cependant, peu de travaux ont été réalisés concernant l'effet d'interférence sur la capacité portante de deux fondations rapprochées. Cependant, de lourdes charges exercées par les superstructures sur les fondations peuvent provoquer des interférences entre des fondations voisines. Ces interférences ont des effets sur la capacité portante des semelles soumises à des charges verticales.

Des recherches ont été effectuées sur la capacité portante des semelles interférentes établies des sols non renforcés (Stuart, 1962; Das et Larbi-Cherif, 1983a, b; Graham et al., 1984; Kumar et Saran, 2003; Wang et Jao, 2002). Les récentes améliorations technologiques ont permis des progrès significatifs dans le renforcement de sol et la compréhension de l'amélioration de la capacité portante.

Le renforcement des sols a été utilisé sous diverses formes, par exemple, par des bandes métalliques (Biquet et Lee, 1975; Fragaszy et Lawton, 1984; barres de métalliques et Huang Tatsuoka, 1988), (Huang et Tatsuoka, 1990), fibres de corde (Akinmusuru et Akinboladeh, 1981; Yetimoglu et al., 2005), géotextiles (Guido et al., 1986; Ghosh et al., 2005), et géogrilles (Al Guido et al., 1986; Yetimoglu et al., 1994; Omar et al. 1993a, b; Adams et Collin, 1997; Das et Shin, 1999; Patra et al., 2005, 2006; El Sawwaf, 2007; Basudhar et al., 2007).

Khing et al. (1992) et Kumar et Saran (2003) ont entrepris des études sur l'effet d'interférence de deux fondations sur un sable renforcé. Cependant, ils n'ont pas

présenté d'informations suffisantes concernant l'effet de la géométrie et la position du renforcement sur la capacité portante.

Khing et al. (1992) a conclu que la profondeur effective et largeur supplémentaire de renforcements a partir des bords de fondations sont égales à $2.25B$ et $2.5B$, respectivement.

L'effet d'interférence de deux fondations étroitement espacées établies sur un sol renforcé n'a pas été beaucoup étudié. Pour cela, l'objectif principal de ce travail est d'étudier ce phénomène et de déterminer également les paramètres qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur le facteur d'interférence ζ_γ et la capacité portante des sols de fondation renforcés par des géogrilles.

Les paramètres qui seront considérés sont :

- L'angle de frottement : (φ) .
- Le nombre des nappes de renforcement : (N) .
- L'espacement entre les extrémités des deux fondations (Δ)
- La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u) .
- La distance entre les nappes : (h) .
- La largeur de géogrille à partir de l'extrémité de la fondation: (L_x) .

La méthode des éléments finis est utilisée dans la présente étude en se basant sur le logiciel Plaxis V.8. Les résultats obtenus seront comparés avec ceux obtenus par divers chercheurs dans le cas de sols renforcées ou non.

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres, une introduction générale et des conclusions. Ce qui suit est un aperçu sur le contenu de chaque chapitre.

Dans le premier chapitre, une recherche bibliographique, sur les géosynthétiques et leurs applications au renforcement des sols, est présentée.

Des généralités sur la capacité portante des sols renforcés et non renforcés a été traitée au second chapitre.

Le troisième chapitre présente une synthèse bibliographique liée à l'étude de l'effet d'interférence sur la capacité portante de deux fondations filantes étroitement espacées (Théorie de Stuart, etc).

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. L'interprétation des résultats fait également appel aux résultats obtenus par divers chercheurs avec lesquels les résultats numériques obtenus dans le cadre de ce mémoire sont comparés.

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

Chapitre I

Géosynthétiques et leurs applications en
renforcement.

I.1 Introduction

L'utilisation des géosynthétiques dans le domaine du génie civil a connu un développement rapide durant les dernières années. En 1970, il n'y avait que cinq ou six géosynthétiques disponibles, tandis qu'aujourd'hui, plus de 600 différents produits géosynthétiques sont vendus dans le monde. La taille du marché, tant en termes de mètres carrés produits et leur valeur est indicative de leur influence.

La consommation annuelle mondiale des géosynthétiques est proche d'un milliards de m².

En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné de nombreux aspects de notre pratique, et dans certaines applications, ils ont entièrement remplacé les matériaux de construction traditionnels. Dans de nombreux cas, l'utilisation d'un géosynthétique peut augmenter le facteur de sécurité, améliorer la performance, et réduire les coûts en comparaison avec les matériaux classiques de construction.

I.2 Les géosynthétiques

I.2.1 Définition

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Ils se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

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.

I.2.2 Types de géosynthétiques

Le type de géosynthétique dépend de l'élément constituant, la fibre et la méthode employée. On distingue les géosynthétiques à :

- Une dimension (1D) : bandelettes, filaments.
- Deux dimensions (2D): produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3-5m de largeur et d'environ 50-300m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres;
- Trois dimensions (3D) : produits volumétrique - dans ce groupe, nous pouvons inclure principalement les géocellules (geocells), qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connecté et une fois étiré les cellules 3D sont créées, par exemple, sous forme de nid d'abeilles.

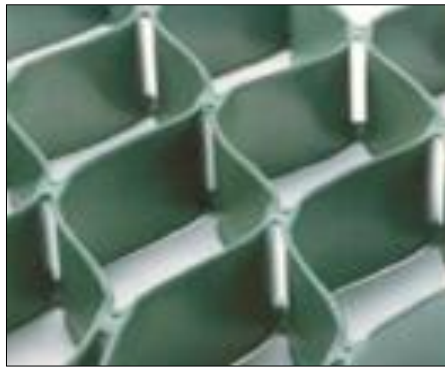


Figure 1.1 Exemple de géocellules.

Les géosynthétiques les plus utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer: les geotextiles, les géomembranes (membrane plane imperméable à partir de polymères d'épaisseur entre environ 0,5 et 3 mm), les géogrilles, les géocomposites (produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétique).



Figure 1.2 Exemple de géocomposite.

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles).

I.2.3 les geosynthetiques les plus utilisés

Comme mentionné auparavant, dans la pratique les géosynthétiques les plus utilisés sont les suivant :

- [Les géotextiles](#)
- [Les géogrilles](#)
- [Les géocomposites](#)

I.2.3.1 Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou autres éléments.

Les géotextiles communément appelés « membranes textiles » sont issus des différents procédés de fabrication textile, soient les technologies des non-tissés, des tissés et des tricots et de la combinaison de ces technologies. Il s'agit de milieux poreux bidimensionnels constitués de fibres et/ou de filaments polymériques, le plus souvent synthétiques.

Compte tenu de la possibilité de varier les paramètres de fabrication des produits, il est aisé de comprendre la multitude de produits potentiellement disponibles.

Cependant, pour faciliter la sélection des géotextiles et leur production donc en définitive réduire leur coût, dans la plupart des cas les manufacturiers proposent des gammes de produits standards dits de commodité, qu'ils proposent pour des applications conventionnelles. Il n'en demeure pas moins que certains adoptent une approche différente en proposant des produits spécialisés « sur mesure » répondant aux besoins spécifiques de l'application visée, définis par l'ingénieur de conception.

À la base de l'ensemble de ces produits : les fibres polymériques. Elles sont le plus souvent synthétiques, constituées de polypropylène, de polyester, de polyéthylène et de polyamide. Il est alors aisé de sélectionner les dimensions des fibres les plus intéressantes (diamètre et longueur), leurs caractéristiques mécaniques (force et allongement à la rupture, etc.) et physico-chimiques (par adjonction d'additifs chimiques). Dans certains cas, des fibres naturelles tels les lins, le coco ou le jute sont utilisées, notamment lorsqu'une biodégradation est recherchée.

Il faut comprendre que les caractéristiques et performances des géotextiles sont liées à l'ensemble des caractéristiques des fibres. Sans entrer dans les détails des relations de dépendance, mentionnons que le diamètre des fibres influence principalement les propriétés hydrauliques des géotextiles (ouverture de filtration, perméabilité, transmissivité), la longueur et les caractéristiques mécaniques des fibres influencent principalement les propriétés mécaniques des géotextiles (résistance en traction par arrachage, résistance en tension, résistance à la déchirure), tandis que la constitution polymérique des fibres influence les caractéristiques physico-chimiques des géotextiles (résistance aux rayonnements UV, inertie chimique, résistance à la chaleur, résistance bactériologique).

I.2.3.1.1 Les géotextiles non-tissés

Les géotextiles non-tissés représentent la plus importante part du marché. On retrouve principalement trois procédés de fabrication distincts : les non tissés voie sèche aiguilletés, les non tissés « spun » aiguilletés et les non tissés « spun » thermoliés.

À l'inverse des produits issus des autres procédés de fabrication présentés plus loin, les technologies des non-tissés utilisent des fibres ou filaments individualisés et visent des produits présentant un comportement uniforme quelle que soit la direction du plan choisie. Les premiers sont constitués des fibres de longueur finie (de 75 à 150 mm) présentant une frisure (crimp). Ces fibres individualisées sont assemblées par cardage sous la forme de voiles très légers (de l'ordre de 10 à 30 g/m²) dont la cohésion est assurée par la présence des frisures des fibres. Plusieurs couches de voile sont alors superposées par nappage pour former une nappe de masse surfacique désirée.

La consolidation par aiguilletage repose alors sur la création d'un enchevêtrement des fibres au moyen de nombreuses pénétrations d'aiguilles munies de barbes, engendrant une cohésion par friction inter fibres. La densité de pénétration des aiguilles est de l'ordre de 300 à 600 coups par cm².

Les deux types de non-tissés suivants ne nécessitent pas la fabrication au préalable de fibres de longueur finie. Les filaments polymériques extraits des filières sont plutôt déposés directement sur un tapis, de la façon la plus aléatoire possible, formant alors une nappe pouvant être consolidée.

Dans le cas des non-tissés « spun » aiguilletés, le même procédé d'aiguilletage qu'expliqué précédemment est employé.

La consolidation thermique ou thermoliage est basée sur le caractère thermofusible des filaments polymériques utilisés.

La nappe est en effet acheminée vers une calandre chauffante munie d'un cylindre gravé réalisant des fusions ponctuelles des fibres selon une densité de points fusionnés.

Il est possible d'énumérer un certain nombre de caractères des différents types de non-tissés. Ainsi, en règle générale, les non tissés « spun » thermoliés présentent une porosité relativement faible (60 à 70%) qui peut réduire la mouillabilité du produit notamment lorsqu'il est constitué de filaments de polypropylène.

Des manufacturiers incluent des additifs chimiques pour remédier à ce problème mais ils sont souvent lessivables. En contre-partie, la technologie des non-tissés « spun » thermoliés permet d'obtenir des non-tissés de très faible masse surfacique qui peuvent être utilisés de façon satisfaisante à titre d'agrotextiles.

Les non tissés aiguilletés présentent une porosité plus élevée, de 85 à 95% à moins qu'un traitement ultérieur de calandrage n'ait été réalisé.

En ce qui concerne les nontissés « spun » aiguilletés, ils révèlent généralement des propriétés mécaniques légèrement plus élevées que ceux produits par voie sèche, tous les autres paramètres restant constant. Ceci est lié à l'usage des filaments de longueur infinie.

Par rapport à la technique sèche, la technologie « spun » est cependant moins versatile et permet difficilement la réalisation de produits avec un mélange de fibres

de différents diamètres ou types de polymères; de plus on ne peut utiliser de fibres naturelles.

Pour conclure, indiquons que la technique de consolidation des nappes par aiguilletage est aussi utilisée pour la réalisation de non-tissés renforcés ainsi que pour la réalisation de produits géocomposites, le géocomposite bentonitique en étant un exemple.

I.2.3.1.2 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 multifilamentaires, 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 classer 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.

Un des caractères spécifiques du géotextile tissé est, sans aucun doute, ses propriétés mécaniques. Elles sont en effet très différentes de celles des non-tissés. Il faut comprendre que les fils utilisés forment finalement dans l'étoffe deux nappes très fortement orientées selon le sens machine et le sens travers. Cette caractéristique est très appréciée notamment pour les applications de renforcement.

Néanmoins, il ne s'agit pas là du seul champ d'application des géotextiles tissés. Ils sont couramment utilisés à titre de filtre ou de séparateur. Cependant, alors que les non-tissés présentent des granulométries de pores relativement étalées, les tissus ont des granulométries beaucoup plus uniformes, parfois multimodales. Les tissés étant

beaucoup plus denses que les non-tissés, il est important de tenir compte de leur pourcentage d'ouverture qui donne une image de la quantité de pores disponibles. Mentionnons que les tissus sont très adaptés à la réalisation de géotextiles présentant des ouvertures de filtration élevées ($> 500 \mu\text{m}$).



Figure 1.3 Les géotextiles tissés

I.2.3.1.3 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.

Cette orientation permet d'atteindre des propriétés mécaniques en traction et notamment des modules d'élasticité encore plus élevées que dans le cas des matériaux tissés.

I.2.3.2 Les géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

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

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:

- **Mono-axiale:** la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre

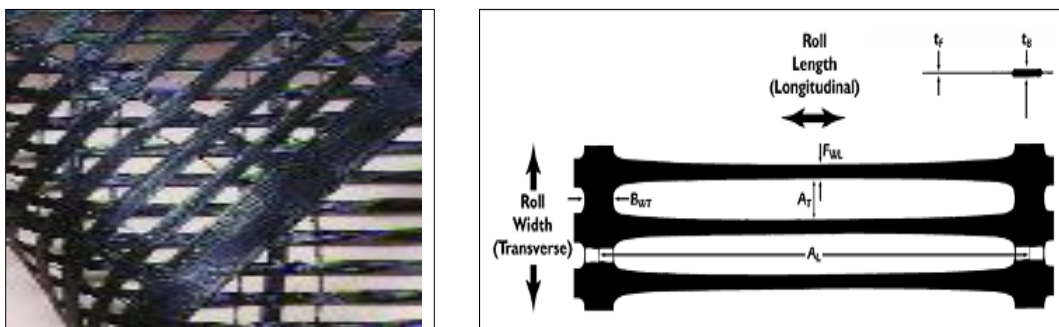


Figure 1.4 Géogrilles mono-axiales

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

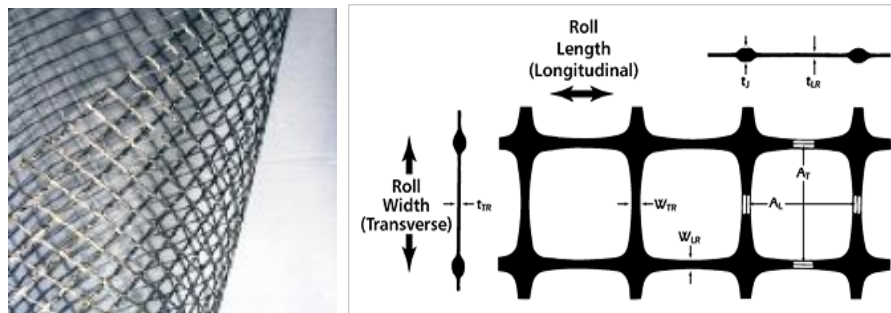


Figure 1.5 Géogrilles bi-axiales.

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 autoblocage 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.

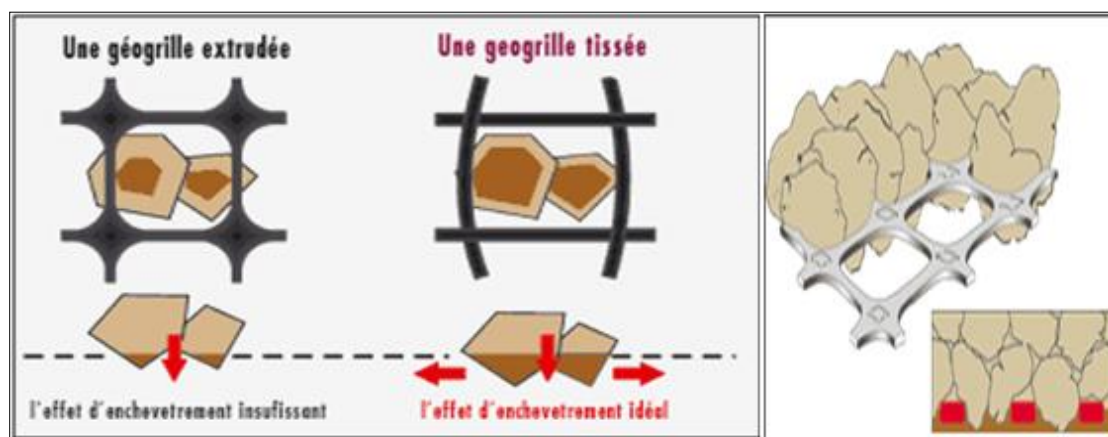


Figure 1.6 L'enchevêtrement des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles.

D'autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

Leur surface de contact avec le sol est plus faible : l'ancrage des géogrilles se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. On peut ainsi obtenir des valeurs du coefficient de frottement $f_\phi > 1$ lors d'un essai de cisaillement (Collios, 1981). Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion" (interlocking en anglais), nécessite une bonne adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille. Les meilleurs résultats en ancrage semblent être obtenus pour des sols bien triés (Cu faible, granulométrie uniforme) et pour des diamètres de maille de l'ordre de 3 à 15 fois le D50 du matériau. Selon certaines marques (doc. Tensar), le coefficient f_ϕ serait de 0,9 à 1 en présence de roches broyées ou de graves. D'une manière générale les géogrilles présentent les caractéristiques suivantes:

• **les avantages**

- bonne résistance à l'endommagement.
- excellente perméabilité (colmatage impossible).

• **les inconvénients**

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

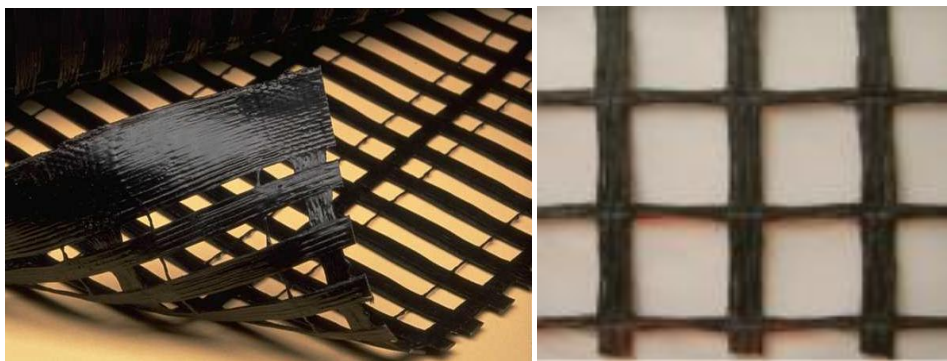
Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être :

- thermoformées
- extrudées (**Figure 1.7**)
- sous forme de bandes extrudées soudées

- tissées (**Figure 1.8**)
- poinçonnées



Figure 1.7 Géogrille extrudée.



(a) uniaxiale

(b) biaxiale

Figure 1.8 Géogrille tissée.

I.2.3.3 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.

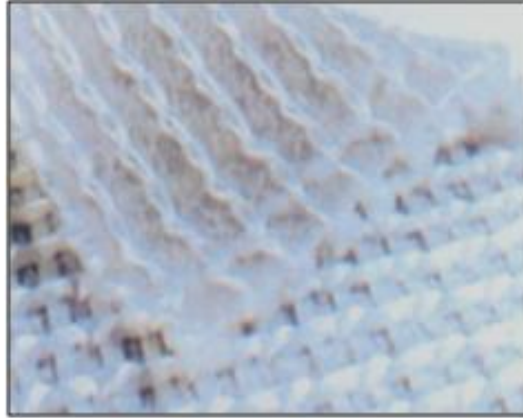


Figure 1.9 Géocomposite.

Renforcement des enrobés par des Géocomposites :

- Les matériaux constituant 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.

I.3 Les applications des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont utilisés en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes:

I.3.1 Renforcement de sol

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques – géogridde, géotextile ou géocomposite. Les géosynthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcée.



Figure 1.10 Renforcement de sol.

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrids conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles).

I.3.1.1 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.

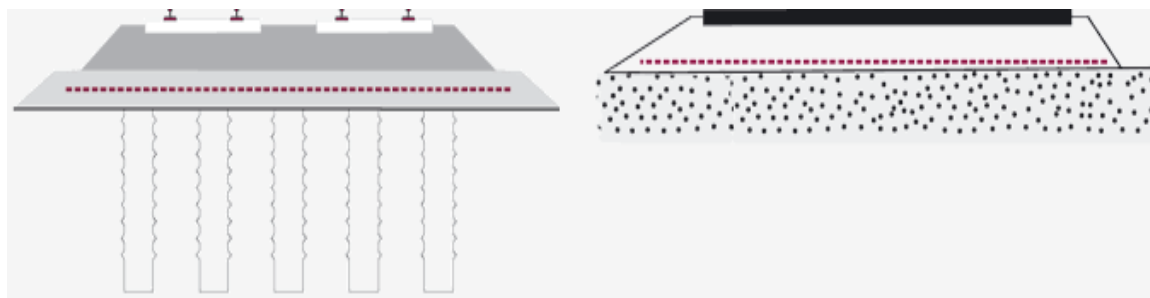


Figure 1.11 remblai renforcé par géogrilles.

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.

I.3.1.2 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.

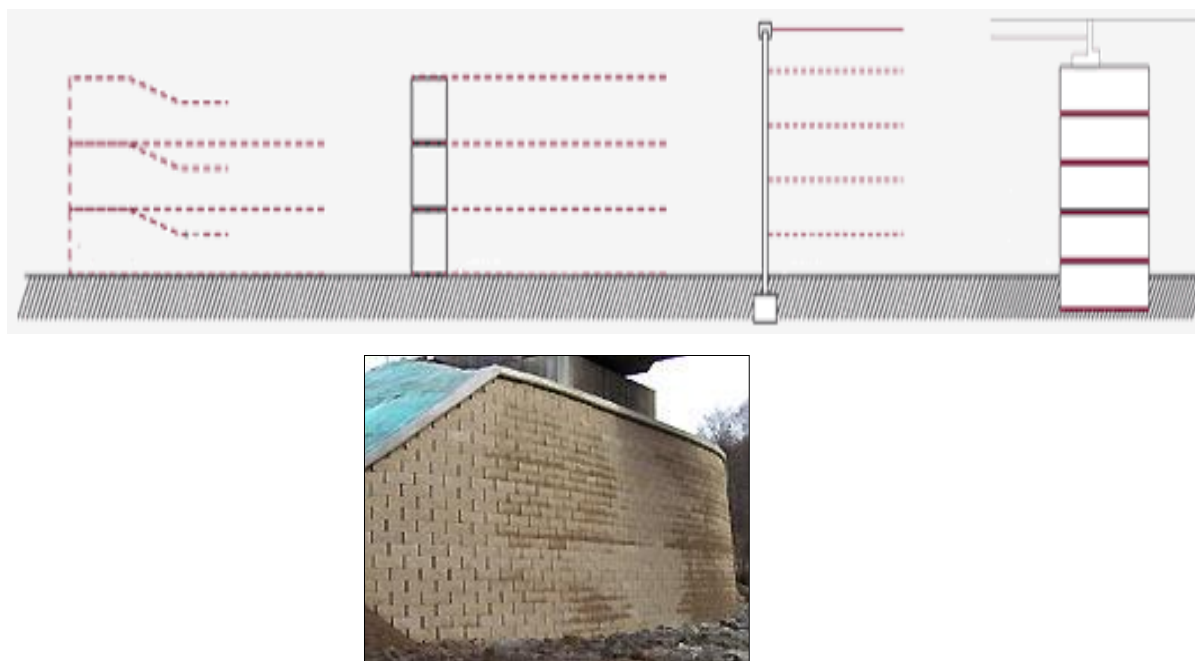


Figure 1.12 Murs en terre renforcée par géogrilles.

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.

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;
- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;

- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- 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.

I.3.2 Séparation et filtration

La séparation est la prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblai adjacents de nature différente par l'emploi d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles évitant ainsi la dégradation de leurs caractéristiques intrinsèques dans la construction. Cette exigence apparaît le plus souvent dans le génie civil (routes et voies ferrées) ou sous les constructions de fondations de grande surface. La pérennité de la séparation des couches assure la fonction essentielle de chacune sur la durée. Dans de nombreux cas, il est nécessaire, outre la séparation, d'assurer en même temps le renforcement (par exemple pour améliorer la portance des couches inférieures) ou la filtration (c'est-à-dire empêcher la migration des fines particules avec la migration de l'eau vers la couche protégée).

Il est possible d'assurer à la fois la fonction de séparation et de renforcement par l'utilisation d'un géotextile tissé à allongement contrôlé et haute résistance en traction.

Dans le cas de la filtration, si les caractéristiques requises sont d'un niveau courant (hors filtration des argiles par exemple), les géotextiles tissés conviennent mieux que les géotextiles non tissés.

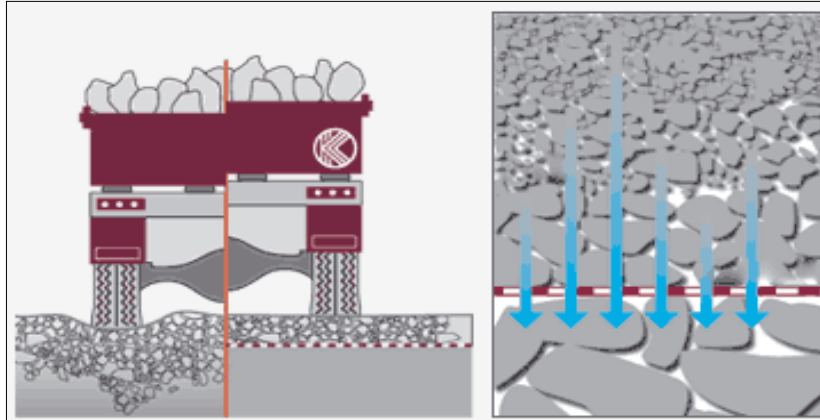
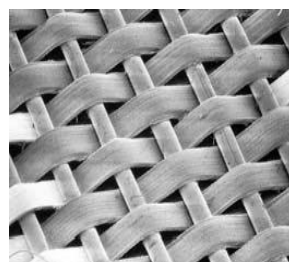
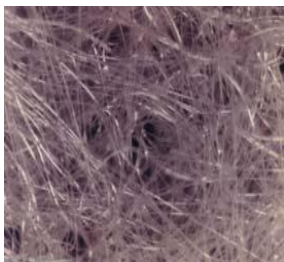


Figure 1.13 l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation et filtration.

I.3.3 Drainage et filtration :

Les géosynthétiques peuvent être utilisés efficacement comme drains et filtres dans les travaux de génie civil et de génie environnemental en substitution des matériaux granulaires traditionnels ou en association avec ceux-ci. Les géosynthétiques sont plus facile 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.



Géotextile non-tissé

Géotextile tissé (macro)

Géocomposite en drainage

Figure 1.14 Géosynthétiques en drainage et filtration.

Les géotextiles et les géocomposites sont les types de géosynthétiques utilisés en drainage et filtration.

Les principales applications concernent les murs de soutènement, les remblais, les dispositifs anti-érosion, les installations de stockage de déchets, etc.

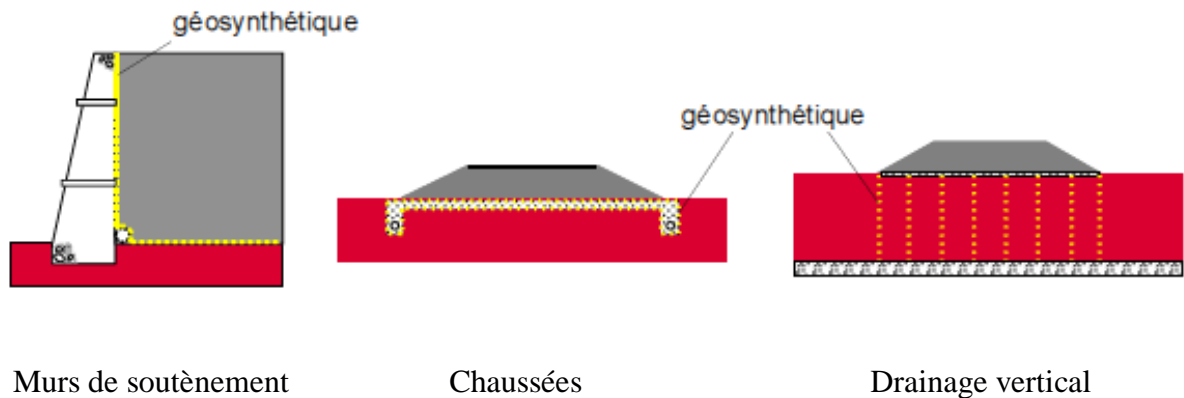


Figure 1.15 Applications de géosynthétiques comme drains et filtres.

En drainage, le géosynthétique est dimensionné pour permettre un écoulement liquide ou gazeux à perte de charge minimale, perpendiculairement ou suivant le plan de sa nappe.



Figure 1.16 Ecoulement suivant le plan du géosynthétique et écoulement normal au plan du géosynthétique.

I.3.4 Les géogrilles de lutte contre l'érosion

Les géogrilles de lutte contre l'érosion sont placées sur les faces à forte pente des remblais pour empêcher que le matériau de surface ne soit détaché puis transporté par le ruissellement. Lorsque la végétation (qui elle-même protège la pente contre l'érosion) est bien enracinée, la géogrille en polypropylène se décompose en quelques années.



Figure 1.17 Les géogrilles anti-érosion.

Une autre utilisation des géogrilles anti-érosion est leur application de protection sur les rives des cours d'eau, des étangs. Il est possible de réaliser des gabions de géosynthétiques remplis de pierres ou tout matériau granulaire auto-compactant, et qui protègent les rives contre l'érosion.

I.4 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
- **Résistance et déformabilité**

La résistance des géogrilles croît avec la pression de confinement exercée par le sol sur la géogrid. 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) et permettant de déterminer la courbe effort-déformation en traction d'une géogrid enterrée (**Figure 1.19**).

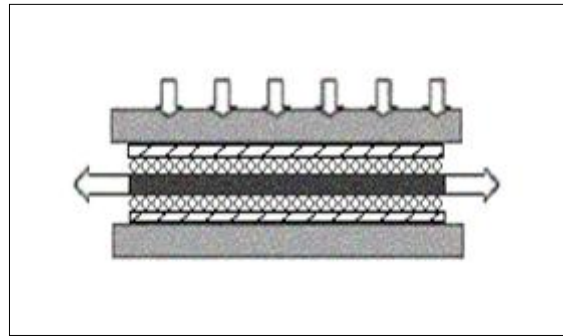


Figure 1.18 Essai de traction

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J) :

$$J = T_d / \varepsilon_d$$

T_r – Résistance à la traction ultime;
 ε_r – Déformation à la rupture;
 T_d – Résistance à la traction de calcul;
 ε_d – Déformation de calcul

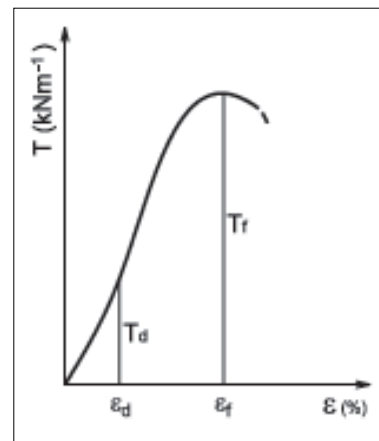


Figure 1.19 Comportement typique d'une inclusion géosynthétique à la traction.

- 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 1.20**). 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.

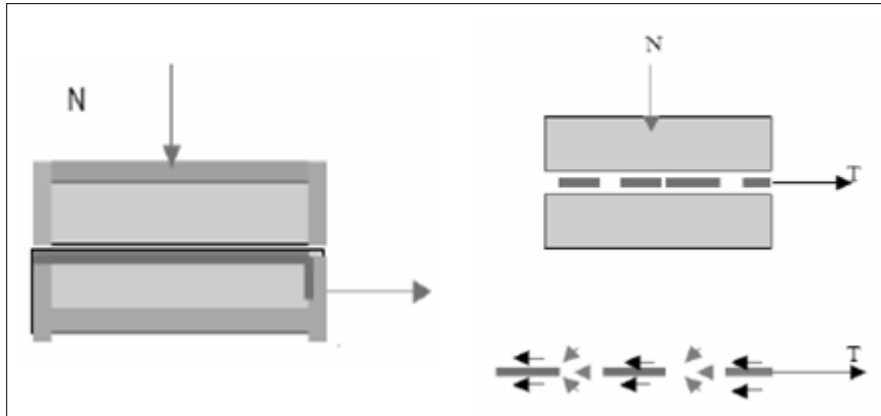


Figure 1.20 Boîte de cisaillement

$$\operatorname{tg} \varphi_g = \frac{\tau}{\sigma}$$

Avec : σ : Contrainte normale $[kN/m^2]$.

τ : Contrainte de cisaillement $[kN/m^2]$.

φ_g : Angle de frottement sol-géotextile.

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique. Elle se présente schématiquement de la façon suivante :

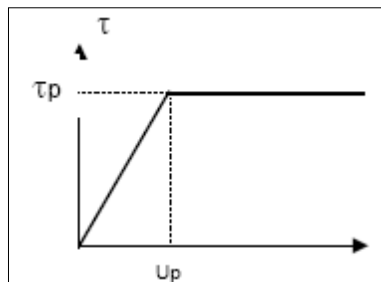


Figure 1.21 Loi de frottement schématique à l'interface sol/inclusion.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi_{\text{sol-géotextile}} \quad \text{avec} \quad f_{\varphi} = \frac{\tan \varphi_{\text{sol-géotextile}}}{\tan \varphi_{\text{sol}}}$$

La majorité des valeurs du coefficient de frottement f_φ disponibles est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles.

Le coefficient de frottement est déterminé généralement au moyen de l'essai de cisaillement direct ou dans un essai d'extraction.

-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.

I.5 Conditions de mise en œuvre

La mise en œuvre du géosynthétique 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 ($f_\varphi < 1$).

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.

I.6 Développement futur

De nouveaux produits géotextiles devraient voir le jour dans le futur afin de répondre à des problématiques plus sophistiquées que celles auxquelles la gamme de géotextiles actuels, aussi large soit elle, peut répondre.

Parmi ceux ci, plusieurs devraient être le fruit de l'utilisation conjointe des techniques conventionnelles de fabrication des géotextiles et des technologies nouvelles de " finition " des matériaux textiles, telles les technologies de fonctionnalisation par plasma. Dans ce cadre, on peut imaginer l'application des géotextiles dans une gamme diversifiée de nouvelles applications :

- Contrôle des odeurs
- Réduction de la pollution diffuse d'origine agricole
- Traitement de l'eau (potable, usée domestique, etc.)
- Traitement des sols contaminés
- Désalinisation de l'eau
- Barrière de gel
- Supports de croissance (aquaculture, etc.)

Les géotextiles devraient aussi augmenter leur marché dans une multitude de nouvelles applications, en combinaison avec d'autres matériaux.

Chapitre II

Généralités sur la capacité portante des sols.

II.1 Généralités sur la capacité portante des sols non renforcés

II.1.1 Introduction

Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechnique du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

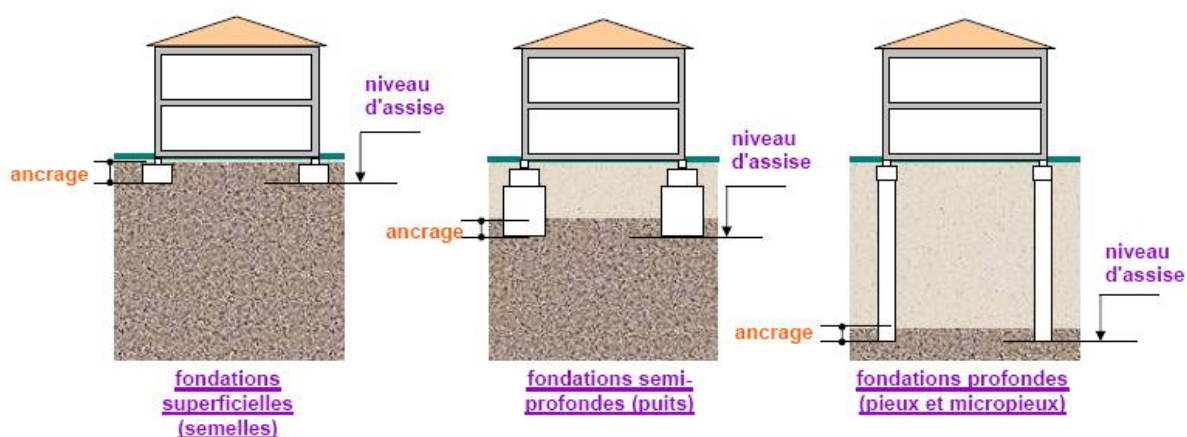


Figure 2.1 Types de fondations

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.

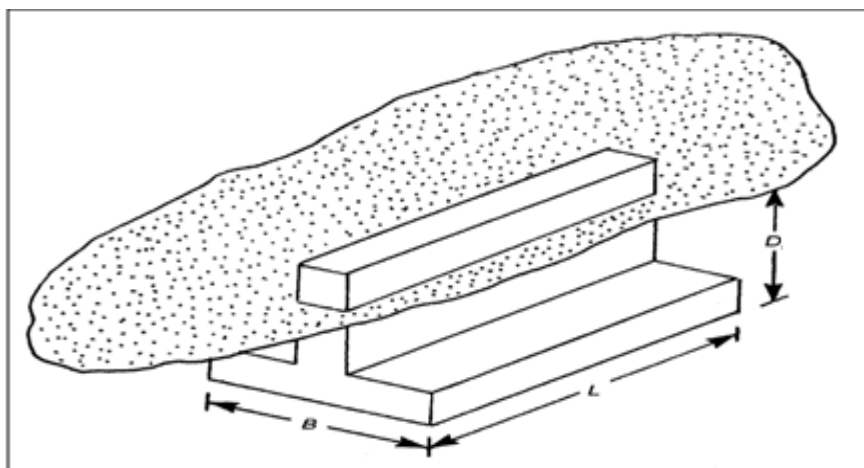


Figure 2.2 Fondation superficielle.

II.1.2 Fondations superficielles

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

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

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

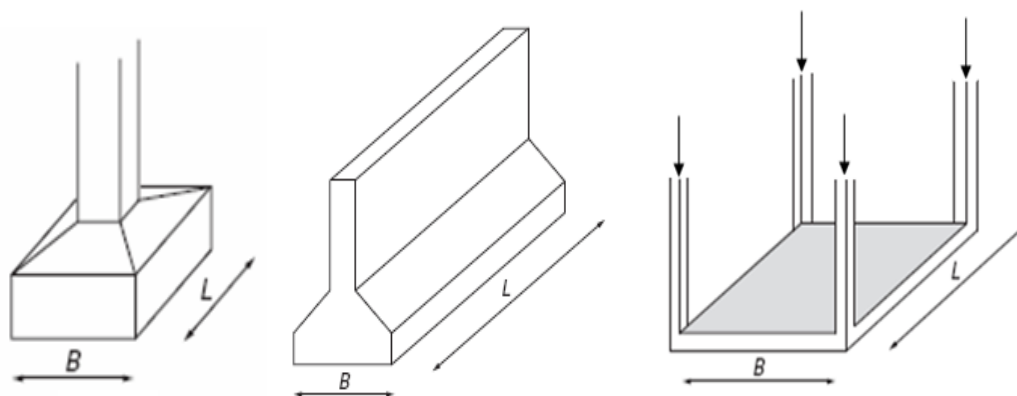
Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée

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

De plus pour une semelle si

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

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante du point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.



(a) fondation isolé (b) fondation filante (c) fondation de type radier

Figure 2.3 Différents types de fondations superficielles

II.1.3 La capacité portante et le tassement

Comme mentionné auparavant, l'ingénieur géotechnicien, cherchera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons de coût évidentes (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols ne le lui interdisent pas, évidemment). Il devra, alors, se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. 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 2.4** 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 .

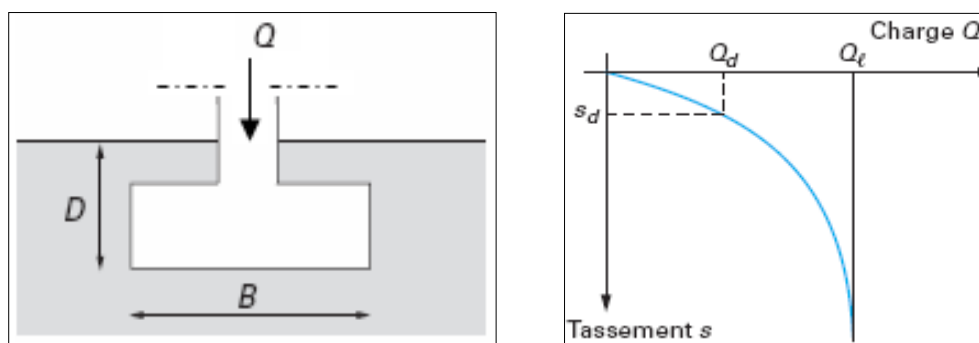


Figure 2.4 Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle

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). À 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 2.4**).

II.1.4 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

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

Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la **figure (2.5)** qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

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

- **Un mécanisme de cisaillement généralisé** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (**figure 2.5-a**) ;

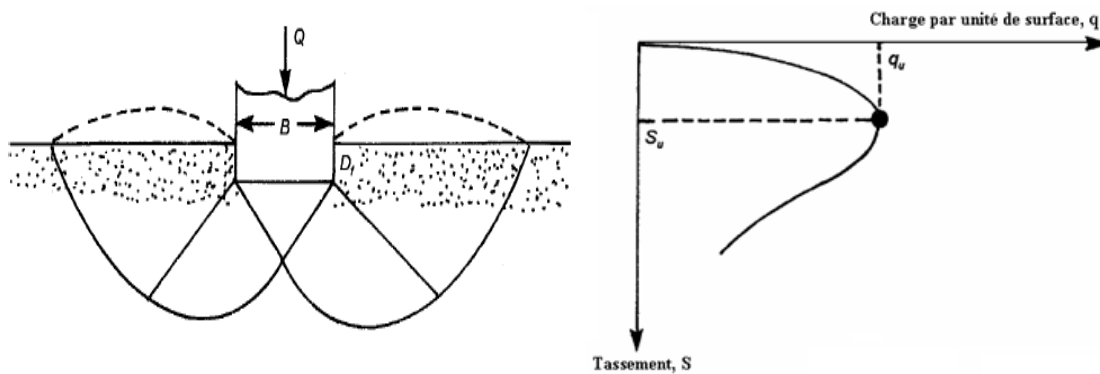


Figure 2.5-a Mécanisme de cisaillement généralisé.

- **Un mécanisme de cisaillement localisé** : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (**Figure 2.5-b**) ;

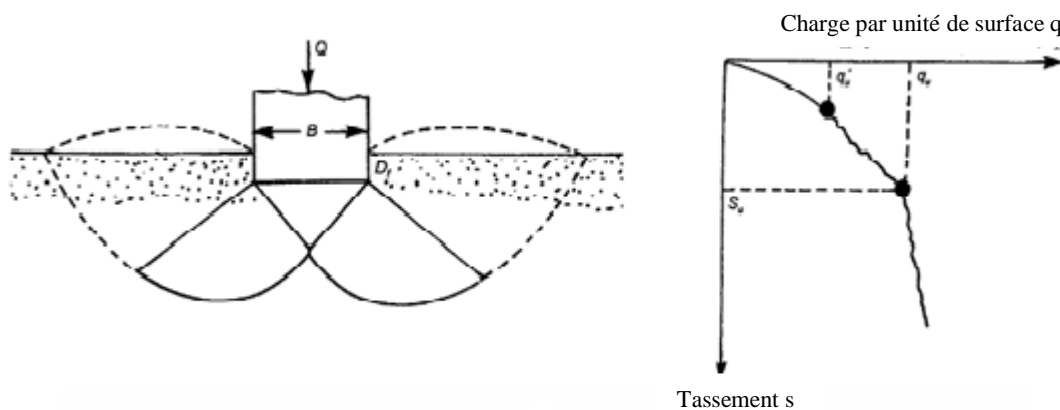


Figure 2.5-b Mécanisme de cisaillement localisé.

• **Une rupture par poinçonnement** : La **figure (2.5-c)** 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 même figure. 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.

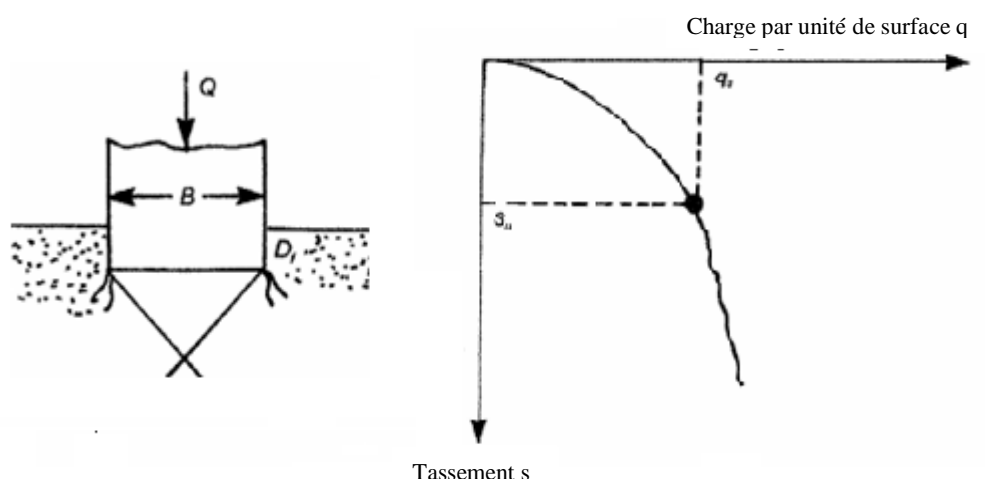


Figure 2.5-c mécanisme de rupture par poinçonnement.

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D par rapport à la largeur de la fondation (B), et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic (1973) qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la **figure (2.6)**. Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :

$$R = \frac{A}{p}$$

Où :

A : surface de la fondation = $B.L$

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

On remarque dans la **figure (2.6)**, pour $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnent se produit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.

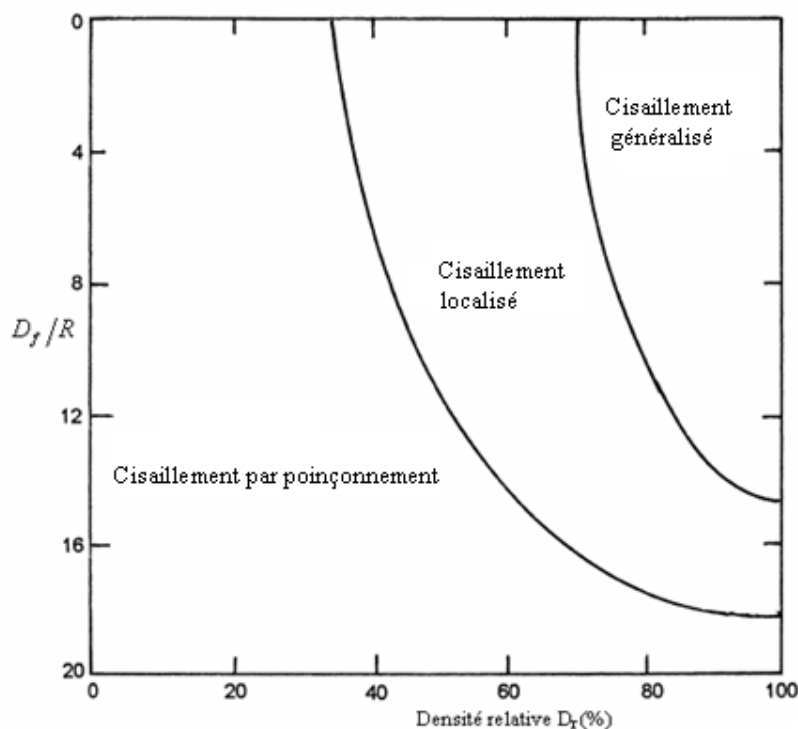


Figure 2.6 Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R (d'après Vesic (1973)).

II.1.5 Philosophies de conception des fondations

II.1.5.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation du facteur de sécurité)

Le facteur de sécurité (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.

II.1.5.2 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 2.1**).

Catégorie	Types des roches et des sols	Capacité portante admissible
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	> 600 kN/m ²
//	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	< 200 à 600 kN/m ²
//	Gravier lâche, ou sable et gravier lâches	< 200 kN/m ²
//	Sable compact	> 300 kN/m ²
//	Sable dense moyen	100 à 300 kN/m ²
//	Sable lâche	< 100 kN/m ² dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold" très raides et argiles dures	300 à 600 kN/m ²
//	Argiles raides	150 à 300 kN/m ²
//	Argiles et vases molles	< 75 kN/m ²
//	Argile ferme	75 à 150 kN/m ²

Tableau 2.1 Résultats à partir d'essais in situ

II.2 Généralités sur la capacité portante des sols renforcés

II.2.1 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.

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \qquad BCR_s = \frac{q_R}{q}$$

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

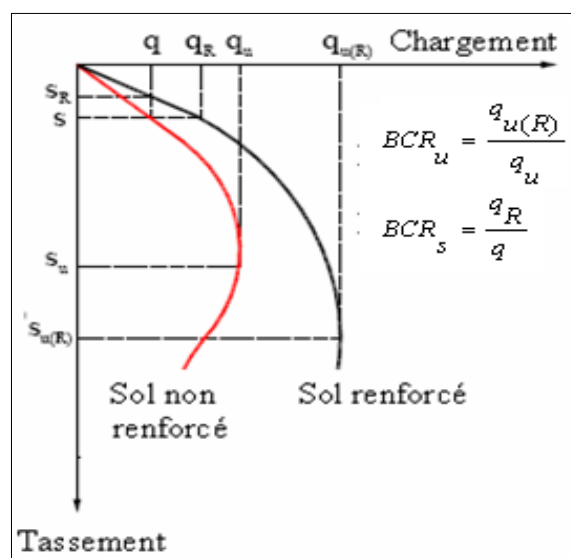


Figure 2.7 Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement

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).

L'encastrement des fondations : (D).

Le type de géogrilles.

Le type de sol.

La forme de la fondation.

La **figure (2.8)** indique les différents paramètres géométriques des sols renforcés.

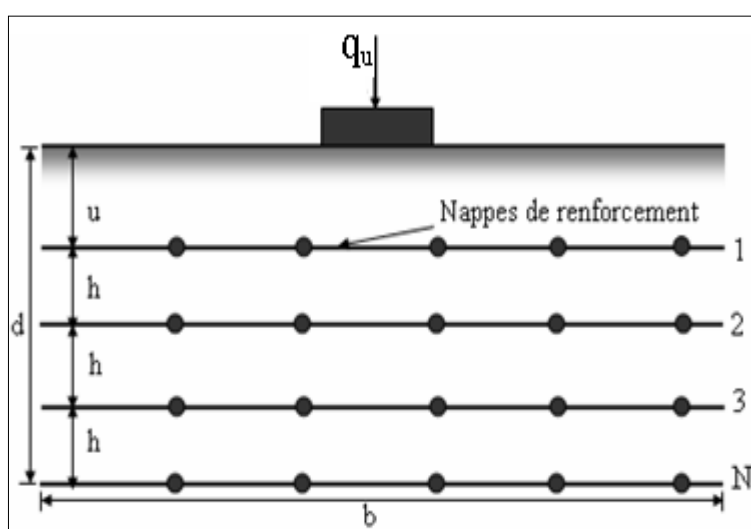


Figure 2.8 Différents paramètres géométriques des sols renforcés.

II.2.2 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).

II.2.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles

Khing et al. (1993) ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits ; des fondations filantes ont été supportées par un sable renforcé par géogrilles. Ces essais ont été élaborés dans une boîte métallique de 304,8 mm de largeur, 1,1m de longueur et d'une profondeur de 914 mm. Un bois solide de 304,8 mm de longueur, 101,6 mm de largeur et d'une épaisseur de 25,4 mm a été utilisé comme modèle de fondation. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,53, un coefficient de courbure (C_c) égal à 1,1 et un poids volumique sec égal à $17,14 \text{ KN/m}^3$ ($D_r=70\%$). L'angle de frottement étant égal à $40,3^\circ$.

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 fondations filantes. Les résultats obtenus indiquent que 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 de 67 à 70 % de BCR_u . Le BCR_u peut atteindre 4 lorsque le nombre des nappes de géogrilles est égal à 6.

Omar et al (1993a) ont étudié l'influence du rapport B/L (largeur de la fondation sur sa longueur) sur le BCR pour un sable renforcé par géogrilles. Ils ont utilisé quatre modèles de fondation ayant les dimensions suivantes : $76,2 \text{ mm} \times 76,2 \text{ mm}$, $76,2 \text{ mm} \times 152,4 \text{ mm}$, $76,2 \text{ mm} \times 228,6 \text{ mm}$, et $76,2 \text{ mm} \times 304,8 \text{ mm}$ qui correspondent

respectivement à un rapport B/L de 1, 0,5, 0,33, et 0,0 (fondation filante). Une boîte carrée de 0,91 m de côté et d'une profondeur de 0,91 m a été utilisée pour les fondations rectangulaires. Les essais réalisés sur la fondation filante ont été conduits dans une boîte de 304,8 mm de largeur, 1,1m de longueur et d'une profondeur de 914 mm. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,53, un coefficient de courbature (C_c) égal à 1,1 et un poids volumique sec égal à 17,14 KN/m³ ($D_r=70\%$) et un angle de frottement égal à 41°.

Les résultats obtenus ont montré que la profondeur de renforcement (d) était égale à peu près à 2B pour le cas de fondations filantes et à 1,2 B dans le cas des fondations rectangulaires, de ce fait indiquant que l'influence de la profondeur de renforcement diminue lorsque le rapport de la longueur sur la largeur (B/L) de la semelle augmente. La profondeur de renforcement est celle au-dessous de laquelle l'augmentation de BCR est négligeable quelque soit le nombre de nappes des géogrilles additionnées. La valeur du BCR diminue quand celle de B/L augmente avec u/B et h/B égaux chacun à 0,33. Omar et al (1993a) ont aussi proposé les formules empiriques suivantes.

Pour une disposition optimale des éléments de renforcement :

$$\frac{d_{cr}}{B} = \begin{cases} 2 - 1.4 \left(\frac{B}{L} \right) & \left(0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5 \right) \\ 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{L} \right) & \left(0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1 \right) \end{cases} \quad (2.1)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.51} \quad (2.2)$$

$$\frac{l_{cr}}{B} = 3.5 \left(\frac{B}{L} \right) + \frac{L}{B} \quad (2.3)$$

Où :

d_{cr} : Profondeur critique de renforcement ;

b_{cr} : Largeur critique de renforcement ;

l_{cr} : Longueur critique de renforcement ;

Le BCR maximum obtenu dans leurs études varie entre 3 et 4,5 quand B/L varie entre 0,25 et 1.

Yetimoglu et al (1994) ont étudié la capacité portante des fondations rectangulaires reposant sur un sable renforcé par géogrilles en utilisant des essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire et des simulations numériques. Les essais réalisés sur modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 70 cm de largeur, 70 cm de longueur et d'une profondeur de 100 cm. Une plaque métallique rectangulaire de 127 mm de longueur, 101,5 mm de largeur et d'une épaisseur de 12,5 mm a été utilisée comme modèle de fondation. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 2,33, un coefficient de courbure (C_c) égal à 0,76 et un poids volumique sec égal à $17,16 \text{ KN/m}^3$ ($D_r=70-73 \%$). L'angle de frottement obtenu au moyen de l'appareil de cisaillement direct était égal à 40° .

Les résultats ont indiqué que le rapport de tassement (s/B) correspondant à la charge limite varie entre 0,03 et 0,05 pour les deux types de sol (non renforcé et renforcé par géogrilles) et le BCR varie entre 1,8 et 3,9. De ce fait, il semble que l'introduction des géogrilles n'a pas d'influence notable sur le tassement. Cette observation est différente de celle de Das et Omar (1994). En se basant sur les résultats des essais réalisés sur modèles réduits et ceux des simulations numériques les constatations suivantes ont pu être avancées :

(1) La distance optimale entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement (u) est égale à $0,3B$ et $0,25B$ respectivement pour un sable renforcé par une seule nappe et plusieurs nappes. (2) la distance optimale entre les nappes de renforcement (h) varie entre $0,2$ et $0,4B$ selon le nombre de nappes. (3) La profondeur de renforcement (d) égale à $1,5B$. (4) L'augmentation de la rigidité axiale au-delà d'une certaine valeur n'aura pas une influence considérable sur le BCR.

D'après Yetimoglu et al (1994) les différences entre les résultats des différents chercheurs peuvent être dues aux différentes propriétés des matériaux utilisés dans leurs essais. En effet Yetimoglu et al. (1994), Jewell et al. (1984), et Milligan et Palmeira (1987) ont indiqué que le rapport entre l'ouverture minimale (d_{\min}) des géogrilles et la taille moyenne des particules D_{50} influe considérablement sur l'interaction sol-géogrille.

Adams et Collin (1997) ont exécuté plusieurs essais à grande échelle sur terrain. Les essais ont été conduits dans une boîte en béton de 5,4m de largeur, 6,9m de

longueur et d'une profondeur de 6m. Ils ont utilisé quatre modèles de fondations carrées ayant les dimensions suivantes : 0,3×0,3 m, 0,46×0,46 m, 0,61×0,61m, et 0,91×0,91 m. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,7 et une taille moyenne de particules D_{50} de 0,25 mm. Les paramètres étudiés dans leurs essais sont : le nombre des nappes (N), la distance verticale entre les nappes (h), la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u), la surface de renforcement ($b \times l$) et la densité relative du sol.

Les résultats ont montré que trois nappes de géogrilles peuvent augmenter la capacité portante de manière significative et que le BCR peut atteindre une valeur supérieure à 2,6 pour trois nappes de renforcement. Cependant, l'amplitude du tassement requise pour cette augmentation est 20mm ($s/B = 5\%$). Les résultats ont aussi indiqué que l'effet maximal de renforcement correspondant à un tassement minimal peut être obtenu quand $u/B = 0,25B$. L'augmentation de la capacité portante est aussi liée à la densité relative du sable. Une grande valeur de tassement est requise pour mobiliser les nappes de renforcement dans le cas d'un sable lâche. Adams et Collin (1997) ont recommandé des recherches futures orientées vers : (1) la détermination d'une relation entre les dimensions de la fondation et l'épaisseur de la zone renforcée, (2) faire une comparaison entre le comportement des différents sols renforcés.

Qiming Chen (2007) a conduit des essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire de recherche de l'ingénierie géotechnique [Geotechnical Engineering Research Laboratory (GERL)] en Amérique. Les essais réalisés sur modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 0,91m de largeur, 1,5m de longueur et d'une profondeur de 0,91m. Les modèles de fondations était une plaque métallique de 25,4mm avec les dimensions suivantes : 152×152mm et 152×254mm. Trois type de sols (sable, argile et pierre à chaux écrasés) et neuf types de renforcement (huit types de géogrilles et un seul type de géotextiles) ont été utilisés dans cette étude. Le sol a été placé et compacté à l'intérieur de la boîte métallique. L'épaisseur de chaque bande varie entre 25 et 102 mm selon l'espacement entre les nappes de renforcement.

Le but de ces essais est d'examiner l'influence des paramètres suivants sur l'augmentation de la capacité portante des sols renforcés:

- 1- Le nombre des nappes de renforcement : (N).
- 2- La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u).
- 3- La distance entre les nappes : (h).
- 4- L'encastrement des fondations : (D).
- 5- Le type de sol.
- 6- Le type de renforcement
- 7- La forme de la fondation.

Qiming Chen (2007) a exécuté plusieurs essais à grande échelle sur terrain. Les essais ont été conduits dans une boîte en béton de 3,658m de largeur, 3,658m de longueur et d'une profondeur de 1,829m. Le modèle de fondation utilisé était une masse en béton armé de 457mm de largeur, 457mm de longueur et d'une épaisseur de 203mm.

II.2.2.2 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.

Ces résultats ont permis de déduire que :

$$(u/B)_{\max} \approx 0,9 - 1$$

$$(u/B)_{\text{cr}} \approx 0,25 - 0,5$$

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 2.9**.

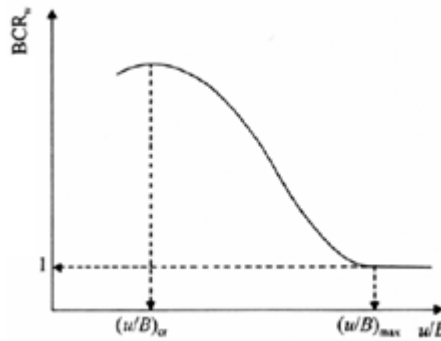


Figure 2.9 Nature générale de la variation de u/B .

D'après la figure 4.3 on remarque que :

- pour $(u/B)_{cr} \leq (u/B) \leq (u/B)_{max}$, le rapport de capacité portante diminue progressivement jusqu'à une valeur égale à un.
- pour $(u/B) \geq (u/B)_{max}$ la capacité portante reste constante, avec une valeur égale à un.

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 2.10** 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_u chute au-dessous de 3 approximativement et tend ensuite à se stabiliser.

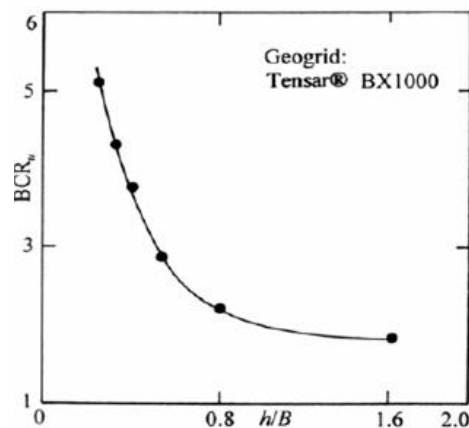


Figure 2.10 Variation BCR_u en fonction de h/B

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 2.11**. $B/L=0$ correspond à une fondation filante.

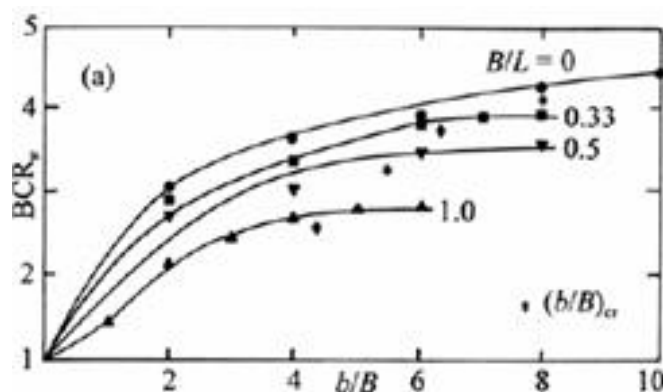


Figure 2.11 Variation BCR_u en fonction de b/B

	Guido et al. (1986)	Khing et al. (1993)	Omar et al. (1993b)	Yetimoglu et al (1994)	Das et al. (1996)	Guido et al. (1986)	Binquet et Lee (1975a)	Qiming Chen (2007)
Type de fondation	carrée	filante	filante	rectangulaire	filante	carrée	filante	rectangulaire
Type de renforcement	géogrille	géogrille	géogrille	géogrille	géogrille	géotextile	Feuilles En aluminium	géogrille
$(u/B)_{opt}$	-	-	-	0,25-0,3	0,3	-	0,3	0,33
$(h/B)_{opt}$	-	-	-	0,2-0,4	-	-	-	0,33
$(d/B)_{cr}$	1	2,25	2	1,5	2	1	2	1,25
$(b/B)_{cr}$	2	6	8	4,5	8	3	-	4-6

Tableau 2.2 Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs.

II.2.3 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 2.12**): 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.

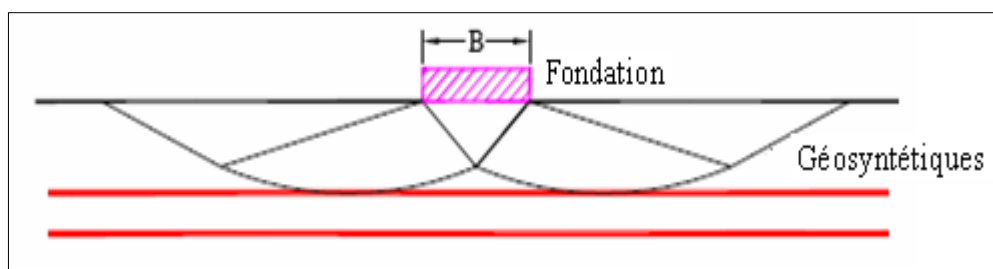


Figure 2.12 Frontière rigide.

(2) Effet de membrane (**figure 2.13**): 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.

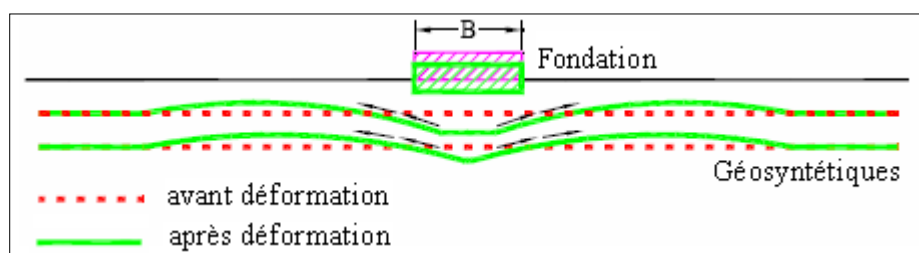


Figure 2.13 Effet de membrane.

3) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) (**figure 2.14**): 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.

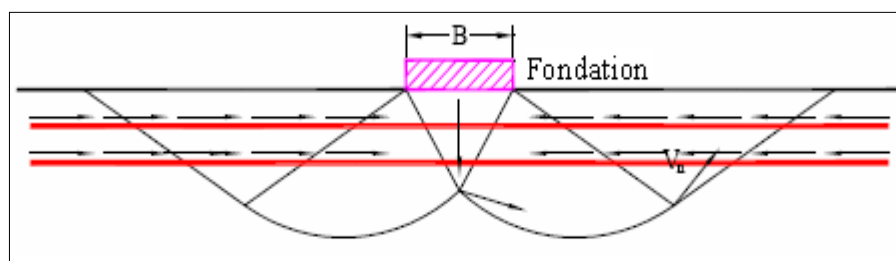


Figure 2.14 Effet de confinement

II.2.4 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.

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini 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 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 méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle a été largement utilisée dans plusieurs applications liées au génie civil que ce soit pour la recherche ou le calcul pratique des ouvrages. Parmi ces applications on peut citer l'analyse numérique des problèmes de fondations reposant sur les sols renforcés.

La performance des sols renforcés ne dépend pas seulement des propriétés du sol et de renforcement mais également de l'interaction entre le sol et le renforcement. Pour cette raison, la méthode des éléments finis devient complexe par rapport à la simulation des sols non renforcés.

Dans le passé, plusieurs travaux de recherche ont été conduits pour simuler les sols renforcés. Des analyses par éléments finis pour étudier le comportement des sols renforcés peuvent être trouvées dans la littérature (par exemple, Yetimoglu et al, 1994; Kurian et al, 1997; Yamamoto et Otani, 2002; Maharaj, 2002). Les modèles numériques des sols renforcés présentés par plusieurs chercheurs peuvent être classés en deux groupes:

Le premier groupe de modèles considère que le renforcement et le sol sont deux composants séparés (par exemple, Yetimoglu et al, 1994; Kurian et al, 1997; Maharaj, 2002). Dans ces études, le renforcement a été considéré comme un matériau élastique linéaire. Les modèles de sol utilisés par ces chercheurs incluent le modèle de Duncan-Chang (Kurian et al, 1997), le modèle de Drucker-Prager (Maharaj, 2002) et le modèle hyperbolique modifié de Duncan (Yetimoglu et al, 1994).

Le deuxième groupe de modèles considère les sols renforcés comme des matériaux équivalents homogènes et continus (par exemple, Yamamoto et Otani, 2002).

Kurian et al (1997) ont étudié le tassement d'une fondation reposant sur un sable renforcé en utilisant une simulation par éléments finis en 3 dimensions. Les résultats de la simulation numérique ont été comparés avec les résultats d'essais réalisés sur modèles réduits. Un élément de 8 noeuds a été utilisé pour discrétiser le sol, l'élément d'interface développé sur la base de l'élément de Goodman a été utilisé dans la simulation. Le comportement du sable a été modélisé par le modèle de Duncan-Chang, alors que la fondation et les nappes de renforcement ont été considérées comme matériaux linéaires élastiques. Le sable utilisé dans leur étude a un coefficient d'uniformité égal à 1,34 et un coefficient de Poisson égal à 0,3. L'angle de frottement déterminé par l'essai triaxial étant de 38° .

Kurian et al (1997) ont rapporté qu'il y a une diminution considérable de tassement de sable renforcé sous des charges plus élevées par rapport à celui du sable non renforcé. Les résultats numériques ont également indiqué qu'une petite augmentation du tassement s'est produite pour le sable renforcé au début du chargement. Une explication possible à ce phénomène donnée par Kurian et al (1997) est que la charge normale est très petite pour mobiliser assez de frottement entre le sol et les nappes de renforcement. Le déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement augmente quand la charge augmente et diminue avec l'augmentation de la profondeur de renforcement. L'effort maximum du cisaillement à l'interface sol-renforcement s'est produit à une distance relative (x/B) environ de 0,5 du centre de la fondation. L'effort de traction développé dans les nappes de renforcement est maximum au centre de la fondation puis diminue graduellement en allant vers les extrémités des nappes de renforcement.

Maharaj (2002) a étudié l'influence de la distance entre la première nappe et la base de la fondation (u), la distance verticale entre les nappes de renforcement (h), la largeur des nappes de renforcement (b) et le nombre de nappes du renforcement (N) sur le tassement des fondations filantes reposant sur une argile renforcée en utilisant une simulation bidimensionnelle non-linéaire par éléments finis. La fondation et le sol ont été discrétisés avec des éléments isoparamétriques de quatre noeuds tandis que les nappes de renforcement ont été discrétisés avec des éléments isoparamétriques unidimensionnels de quatre noeuds. Le critère de Drucker-Prager a été utilisé pour modéliser l'argile alors que la fondation et les nappes de renforcement ont été

considérées comme matériaux linéaires élastiques. L'argile utilisée a un coefficient de Poisson égal à 0,45, un module d'élasticité égale à 13000 kN/m^2 , une cohésion égale à $10,84 \text{ kN/m}^2$ et un angle de frottement égal à 0° . La rigidité des nappes de renforcement varie de 500 kN/m à 20000 kN/m .

En se basant sur l'étude numérique, les résultats suivants ont été rapportés par Maharaj (2002): (1) dans le cas d'une seule nappe de renforcement, le rapport (u/B) est égal à peu près 0,125, (2) le rapport (l/B) est approximativement égal à 2,0, (3) la profondeur de renforcement dépend de la rigidité axiale des nappes de renforcement, et (4) l'augmentation de la rigidité axiale des géosynthétiques entraîne une diminution du tassement de la fondation.

Yamamoto et Otani (2002) ont étudié la capacité portante et les mécanismes de rupture des matériaux granulaires renforcés en utilisant une simulation par éléments finis. Dans leur analyse, le sol renforcé a été considéré comme un matériau composite. Le modèle de Drucker-Prager a été utilisé pour modéliser ce dernier. La cohésion et l'angle de frottement du sol sont respectivement $0,49 \text{ kN/m}^2$ et 25° . Leur étude numérique a indiqué qu'au même rapport de tassement (s/B) la surface de l'écoulement plastique pour le sol renforcé est plus large et plus profonde que celle du sol non renforcé. Par conséquent, la capacité portante du sol renforcé a été améliorée. Le domaine de l'écoulement plastique devient plus large quand la longueur des nappes du renforcement augmente. Le même phénomène a été obtenu concernant la distribution des contraintes.

II.3 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 III

L'effet d'interférence sur la capacité portante de deux fondations filantes étroitement espacées.

III.1 Introduction

Le calcul de la capacité portante d'une fondation est généralement effectué à l'aide d'une méthode qui est similaire à celle développée par Terzaghi (1943) pour les semelles isolées. Dans la pratique, les semelles sont rarement isolées et qu'elles interfèrent les unes avec les autres dans une certaine mesure. Habituellement, cet effet n'est pas pris en compte, et le problème des interférences entre les fondations n'a pas attiré beaucoup d'attention, que ce soit théoriquement ou expérimentalement.

III.2 Cas d'une fondation isolée

III.2.1 Théorie de la capacité portante de Terzaghi (1943)

En 1948, Terzaghi a proposé une théorie bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle filante et rigide supportée par une couche de sol homogène qui s'étend à une grande profondeur. Terzaghi a défini une fondation superficielle comme une fondation où sa largeur, B , est égale ou moins à sa profondeur, D . D'après Terzaghi (1943) la surface de rupture créée dans le sol, lorsque la fondation subit la charge ultime est représentée sur la **Figure 3.1**.

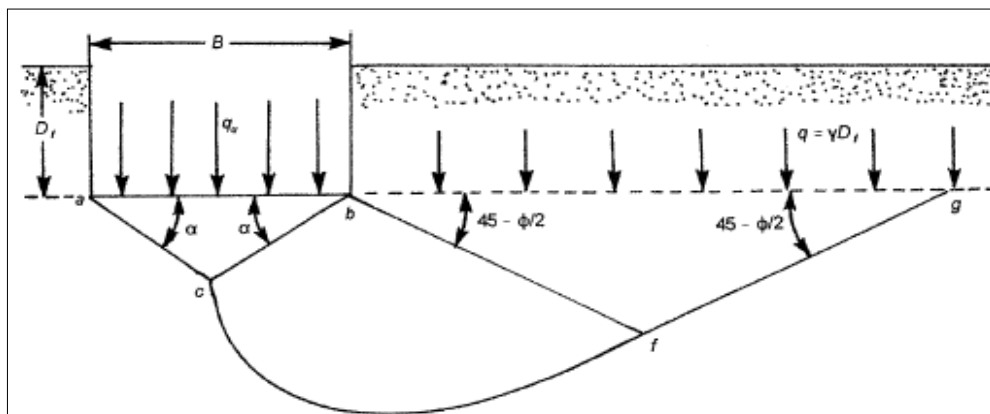


Figure 3.1 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi (1943).

La charge ultime par unité de surface de la fondation filante (c'est-à-dire la capacité portante) pour un sol qui a une cohésion " c ", un angle de frottement " ϕ ", et un poids volumique " γ ", peut être donné comme suit :

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma \quad (3.1)$$

avec :

$$q_c = cN_c, q_q = qN_q, q_\gamma = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Alors que :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (3.2)$$

Où N_q, N_c et N_γ sont les facteurs de la capacité portante et :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

III.2 .2 Capacité portante des fondations filantes et carrées reposant sur un sable renforcé

Cette partie est bien détaillée dans la section II.2, et dans cette section on présente seulement un exemple d'un essai expérimental et un essai numérique.

Omar et al. (1993a, b) ont réalisé des essais de laboratoire sur des fondations filantes et carrées construites sur sable renforcé.

Ils ont utilisé une boîte ayant pour dimensions 1,1 x 0,914 x 0,304 m pour leurs essais. Les dimensions des fondations filantes et carrées étaient de 76,2 x 304 et 76,2x76,2mm respectivement. Le poids volumique sec est de $\gamma_d = 17.14 \text{ kN/m}^3$ et densité relative de 70% ont été fixés dans tous les essais pour un sable siliceux arrondi. L'angle du frottement maximum du sable était 41° . Une géogrille biaxial à base de polymère du polypropylène a été utilisé pour le renforcement.

Ghazavi et Lavasan (2008) ont mis au point des modèles numériques en utilisant le logiciel de différences finies FLAC^{3D}. L'analyse numérique a été exécutée pour des fondations isolées filantes et carrées ayant les mêmes dimensions, que pour les essais de laboratoire décrit ci-dessus. Les caractéristiques mécaniques sont données dans le **Tableau 3.1**, et les résultats obtenus à partir des essais de laboratoire et analyses numériques sont comparés dans les **Figures 3.2** et **3.3**. La capacité portante de fondation augmente et cette augmentation est définie normalement avec le paramètre non-dimensionnel, BCR, appelée le rapport de la capacité portante qui est défini comme suit :

$$\text{BCR} = \frac{q_u(\text{renforcée})}{q_u(\text{non renforcée})}$$

où $q_u(\text{renforcée})$ et $q_u(\text{non renforcée})$ sont les capacités portantes ultimes des fondations renforcées et non renforcées respectivement.

Les résultats révèlent que les prédictions des analyses numériques sont raisonnables.

Tableau 3.1 Caractéristique mécanique du sol

paramètres	c (Kpa)	Φ (°)	Ψ (°)
Ghazavi & Lavasan(2008). FLAC ^{3D}	1.0	34	20

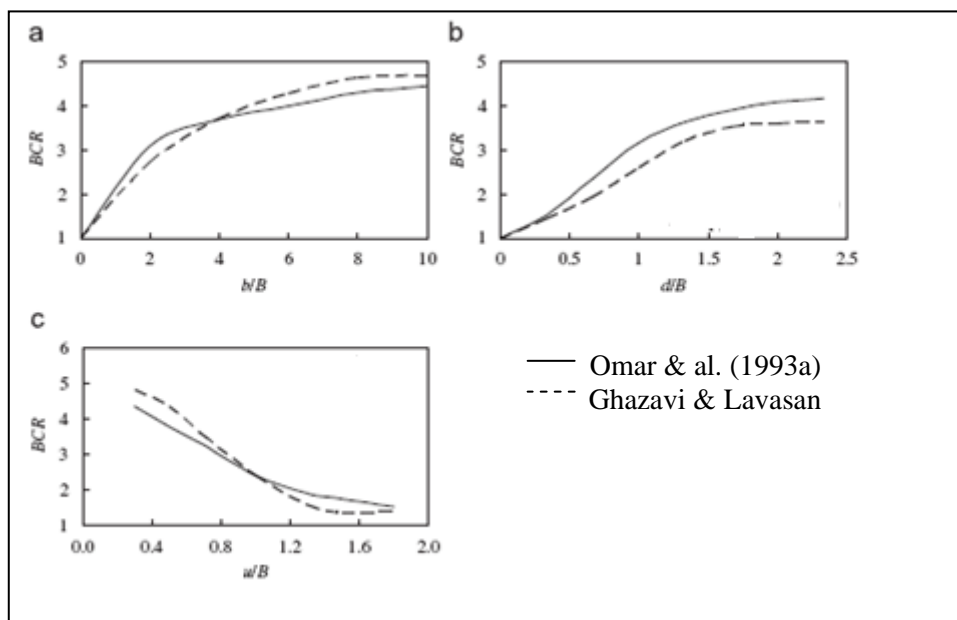


Figure 3. 2 Vérification d'une fondation filante dans un sable renforcé: **(a)** variation de BCR avec b/B ($u/B = h/B = 0.33$, $N=6$); **(b)** variation de BCR avec d/B ($u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 10$); **(c)** variation de BCR avec u/B ($h/B = 0.33$, $b/B = 8$, $N= 6$).

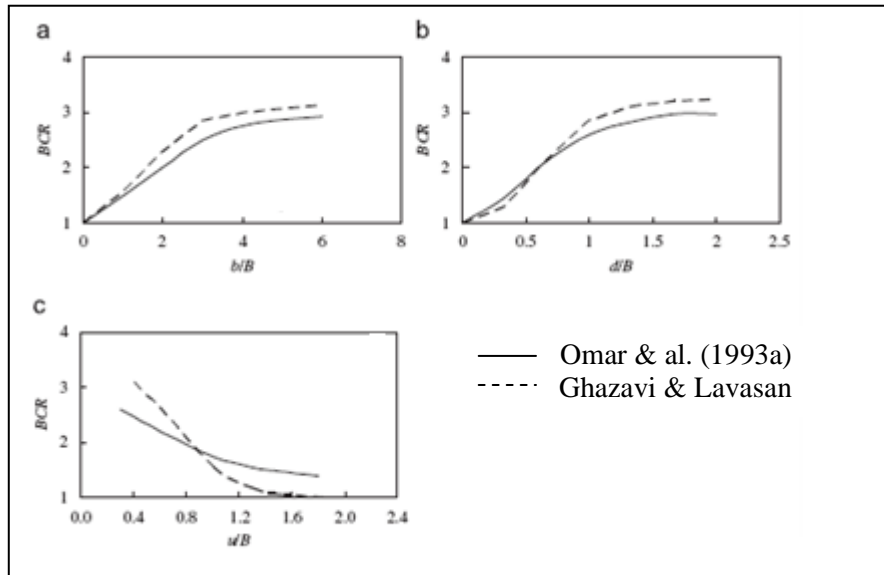


Figure 3. 3 Vérification d'une fondation carrée dans un sable renforcé: **(a)** variation de BCR avec b/B ($u/B = h/B = 0.33$, $N=4$); **(b)** variation de BCR avec d/B ($u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 6$); **(c)** variation de BCR avec u/B ($h/B = 0.3$, $b/B = 4$, $N= 4$).

III .3 Cas de deux fondations étroitement espacées

L'effet d'interférence sur la variation de la capacité portante de deux fondations étroitement espacées a fait l'objet d'un certain nombre de recherches théoriques, numériques et expérimentales (en utilisant des modèles réduits) concernant un sable renforcé ou non renforcé.

III.3.1 Effet d'interférence de deux fondations reposant sur sable non renforcé

III.3. 1.1 Théorie de Stuart (1962)

Si des fondations sont placées à proximité les unes des autres avec les mêmes conditions de sol, la capacité portante ultime de chaque fondation est susceptible d'être affectée en raison de l'effet de l'interférence de surfaces de rupture de chaque fondation dans le sol. Cette théorie a été étudiée par Stuart (1962), pour les sols granulaires. Les résultats de cette étude sont résumés dans cette section.

Stuart (1962) a supposé une géométrie de la surface de rupture dans la masse de sol similaire à celle considérée par Terzaghi (1943) (**figure 3.1**). Selon Stuart, les conditions suivantes se produisent (**figure3.4**):

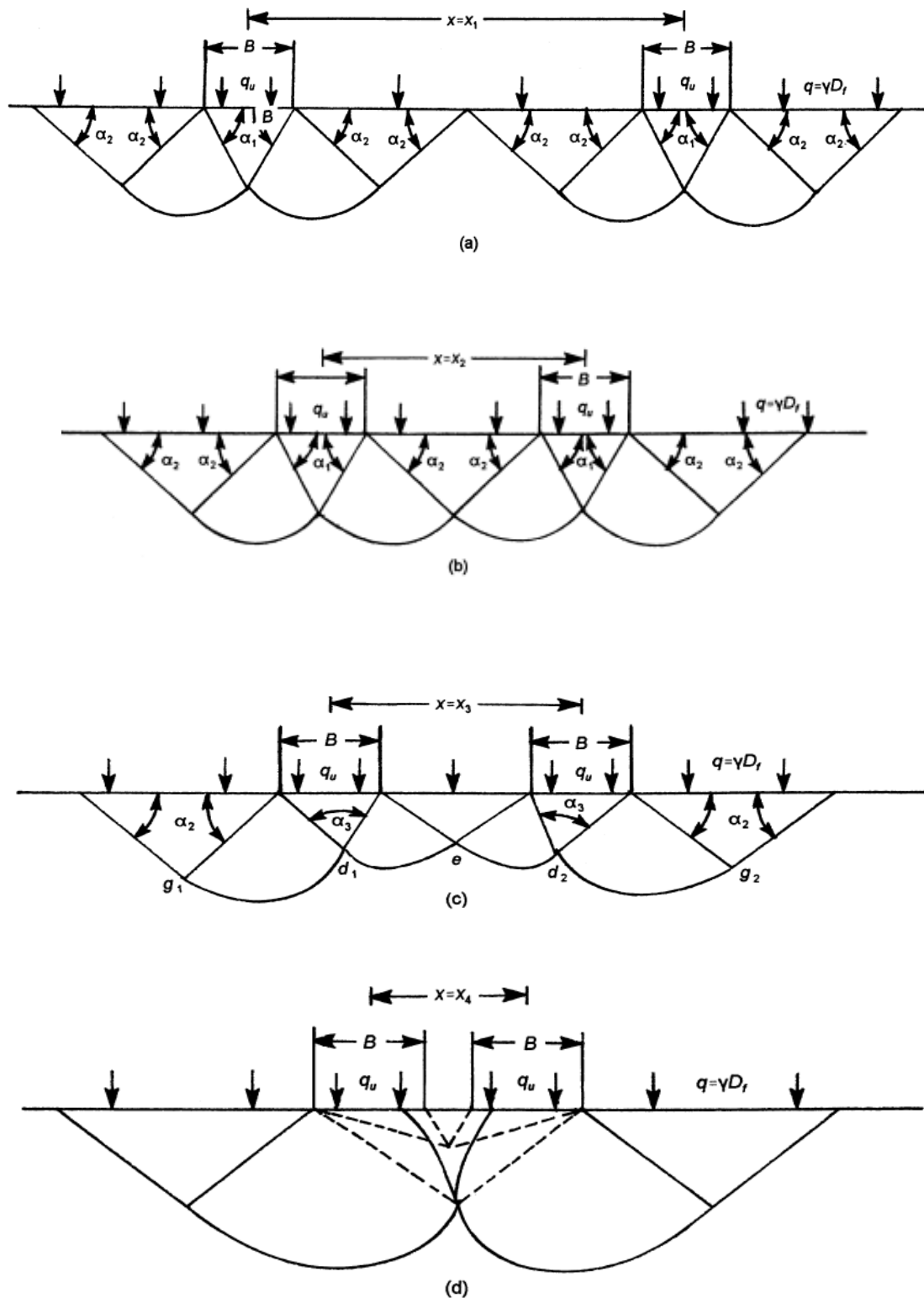


Figure 3.4 surfaces de rupture d'un sol granulaire sous deux fondation rigide filantes étroitement espacées ($\alpha_1=\varphi$, $\alpha_2=45-\varphi/2$, $\alpha_3=180-\varphi$).

- **1^{er} cas (figure 3.4a)**: Si l'espacement par rapport aux milieux des deux fondations est de $x > x_1$, les surfaces de rupture dans le sol sous chaque fondation ne se chevauchent pas. Ainsi, la capacité portante ultime de chaque fondation filante peut être donnée par l'équation de Terzaghi (3.2).

Pour $c = 0$ l'équation de Terzaghi devient :

$$q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (3.3)$$

Où N_q et N_γ sont les facteurs de la capacité portante de Terzaghi.

- **2^{ème} cas (figure 3.4b)**: Si l'espacement entre les milieux des deux fondations est de $x = x_2 < x_1$, les surfaces de rupture dans le sol sous chaque fondation est telles que les zones passives de Rankine seulement se chevauchent. q_u sera toujours donnée par l'équation (3.3). Toutefois, le tassement à la charge ultime va changer (par rapport au cas d'une fondation isolée).

- **3^{ème} cas (figure 3.4c)**: C'est le cas pour lequel l'espacement entre les axes des deux fondations filantes est de $x = x_3 < x_2$. On notera que le coin triangulaire dans le sol sous la fondation fait des angles de $180^\circ - 2\phi$ aux points d_1 et d_2 . Les arcs de la spirale logarithmique $d_1 g_1$ et $d_1 e$ sont tangents les uns aux autres au point d_1 . De même, les arcs de la spirale logarithmique $d_2 g_2$ et $d_2 e$ sont tangents les uns aux autres au point d_2 .

Dans ce cas, la capacité portante ultime de chaque fondation peut être donnée ($c = 0$) comme suit :

$$q_u = qN_q \zeta_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \zeta_\gamma \quad (3.4)$$

Où ζ_q, ζ_γ = facteurs d'interférence.

Les facteurs d'interférence sont en fonction de x/B et l'angle de frottement ϕ .

Les variations théoriques de ζ_q et ζ_γ sont donnés dans les **figures 3.5 et 3.6**.

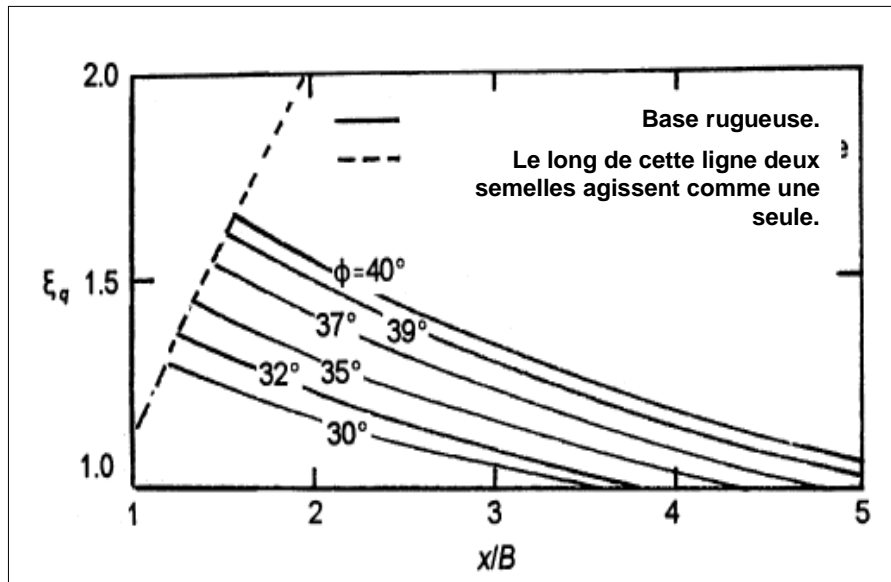


Figure 3.5 Facteur d'interférence de Stuart ζ_q .

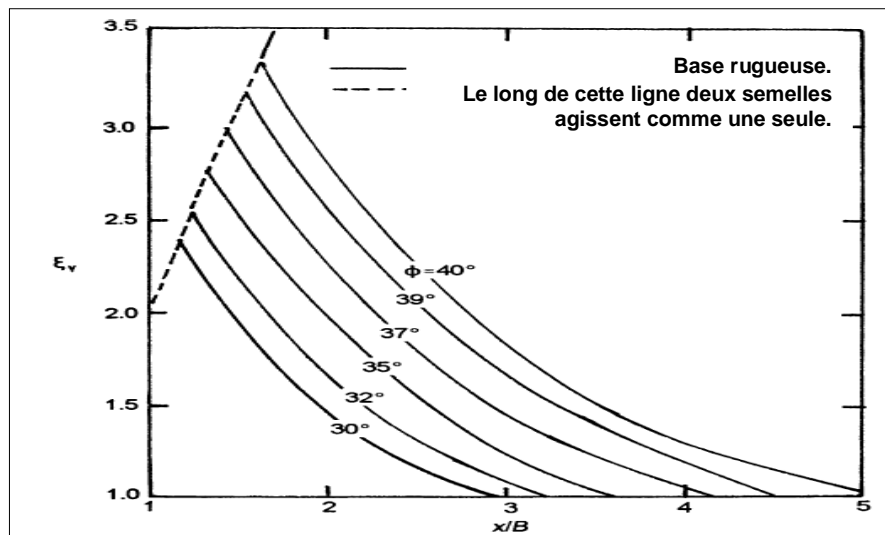


Figure 3.6 Facteur d'interférence de Stuart ζ_γ .

- 4^{ème} cas (figure 3.4d): Si la distance entre les fondations est en outre réduite tel que $x = x_4 < x_3$, un blocage se produit, et la paire de fondations agit comme une seule fondation. Le sol entre les deux fondations sera un arc inversé qui se déplace vers le bas avec la fondation quand la charge est appliquée. Lorsque les deux fondations se touchent, la zone d'arc disparaît et le système se comporte comme une seule fondation d'une largeur égale à $2B$. Dans ce cas la capacité portante ultime peut être donnée par l'équation (3.4), avec B remplacé par $2B$ dans le troisième terme.

III.3.1.2 Etudes numériques et expérimentales

Das et Larbi-Cherif (1983 a) ont conduit au laboratoire des essais sur modèle réduit pour déterminer les facteurs d'efficacité de l'interférence (ζ_q et ζ_γ) de deux fondations filantes rugueuses reposant sur un sable s'étendant à une grande profondeur. Le sable utilisé dans l'essai sur modèle était très anguleux, et les essais ont été effectués à une densité relative d'environ 60%. L'angle de frottement ϕ à cette densité est de 39° . Les courbes chargement- déplacement obtenues à partir des essais sur modèle étaient de type cisaillement locale.

Les variations expérimentales de ζ_q et ζ_γ obtenues à partir de ces essais sont donnés dans les figures 3.7 et 3.8.

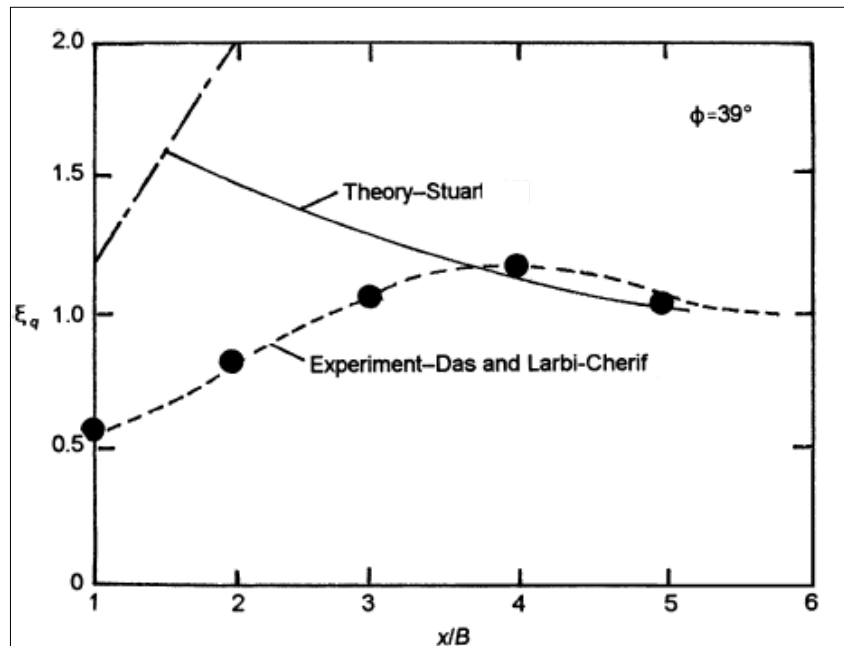


Figure 3.7 Comparaison expérimental et théorique de ζ_q .

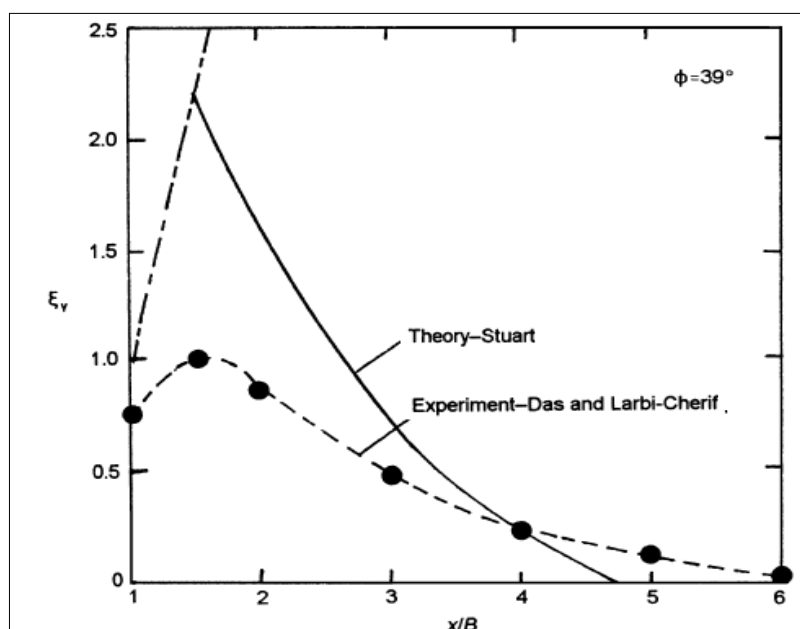


Figure 3.8 Comparaison expérimental et théorique de $\zeta\gamma$.

De ces figures, on peut noter que, malgré que la tendance générale des variations des facteurs d'efficacité expérimentales est similaire à celles prédits par la théorie, il ya une grande variation dans les amplitudes entre la théorie et les résultats expérimentaux.

La figure 3.9 présente les résultats des analyses numériques qui ont été obtenus par Ghazavi et Lavasan(2008).au moyen d'analyse numériques en utilisant $FLAC^{3D}$ pour deux fondations filantes qui interfèrent reposant sur un sable non renforcé, l'analyse théorique de Stuart (1962), et les essais expérimentaux de Das et Larbi - Cherif (1983a, b). D'après cette figure, les résultats numériques concordent assez bien avec les résultats des essais expérimentaux.

Il devrait être noté que pour un rapport d'espacement proche de l'unité ($x/B \approx 1$) pour lequel il n'y a pas d'espace entre les deux fondations proches, les deux fondations se comportent comme une seule fondation avec une largeur égale à $2B$. Du moment que les fondations sont supposées rigides et rugueuses, les analyses numériques ont donné des capacités portante légèrement plus grandes (**Figure 3.9**). En réalité, les modèles de fondations utilisées par Das et Larbi-Cherif (1983a, b) ne peuvent pas être complètement rigides et rugueuses.

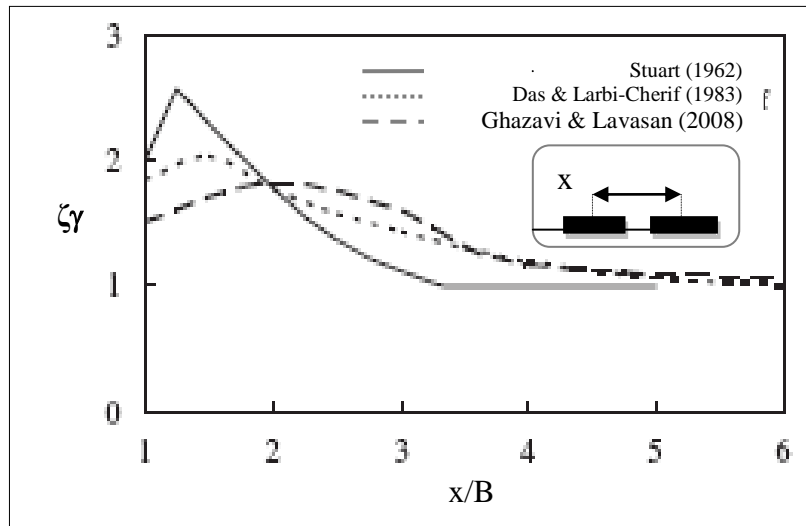


Figure 3.9 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques pour l'interférence de deux fondations filantes sur un sol non renforcé.

Kumar et Saran (2003) ont fait des recherches sur les effets de l'interférence de deux fondations adjacentes en optant pour des essais de laboratoire. Ils ont utilisé un sable avec une densité relative de 60% et un angle du frottement de 37° . Des modèles de fondations filantes et carrées ayant pour dimensions $0,1 \times 0,86$ et $0,175 \times 0,175$ m, respectivement, dans une boîte d'essai de dimensions $2,2 \times 0,86 \times 1,2$ m.

Les résultats obtenus par ces essais de laboratoires et les analyses numériques de Ghazavi et Lavasan (2008) en utilisant $FLAC^{3D}$ (Les caractéristiques mécaniques du sol sont données dans le **Tableau 3.1**), sont montrées et comparés sur la **figure 3.10**. Il y a une concordance satisfaisante entre ces résultats, surtout pour les fondations carrées. De plus, l'analyse numérique offre un comportement normal semblable à cela des études précédentes pour les fondations filantes.

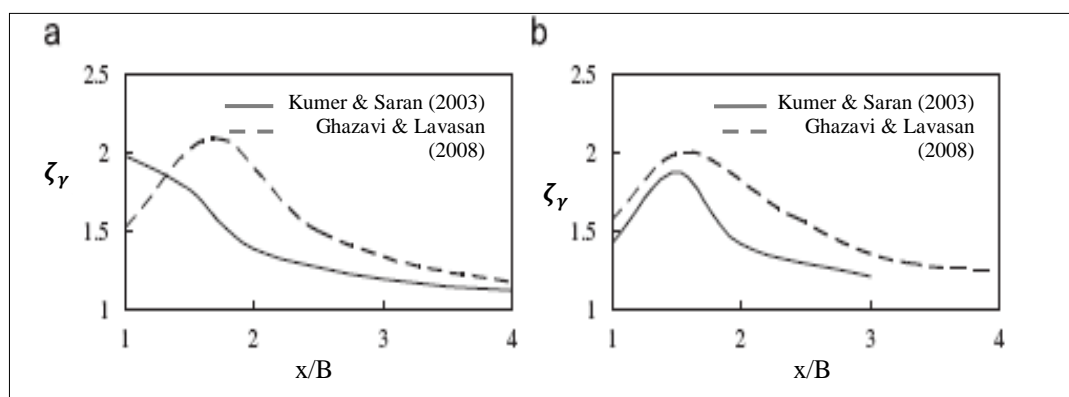


Figure 3.10 Vérification de l'interférence de deux fondations dans un sol non renforcé (a) fondation filante ;(b) fondation carrée.

Cependant, les résultats de Kumar et Saran (2003) nous montrent une variation irrégulière non discutée par les auteurs. Ils ont trouvé que la capacité portante maximale des fondations filantes qui interfèrent sur un sable non renforcé est atteinte quand l'espacement entre ces deux fondations est égale à zéro ($x/B=1$). Pour des espacements plus grands, une diminution de la capacité portante a été observée. Cependant, dans toutes les études précédentes la capacité portante maximale est atteinte quand $x/B \approx 2$, et en augmentant ou diminuant cette valeur la capacité portante diminue.

III.3.2 Effet d'interférence de deux fondations reposant sur un sable renforcé

Khing et al. (1992) et Kumar et Saran (2003) ont réalisé des études sur l'interférence des fondations reposant sur un sable renforcé. Cependant, ils n'ont pas présenté d'informations suffisantes concernant les effets de la géométrie du renforcement du positionnement sur la capacité portante.

Khing et al. (1992) ont exécuté des essais expérimentaux sur des fondations filantes étroitement espacées renforcées avec des géogrilles. Ils ont utilisé différentes définitions pour le facteur d'interférence dans le cas des fondations renforcées (ζ'_γ) et non renforcées (ζ_γ). Pour ($N=0$), ils ont défini (ζ_γ) comme étant la capacité portante de la fondation interférente divisée par la capacité portante de la fondation isolée; dans les deux cas aucun renforcement n'a été utilisé. Pour les fondations renforcées, (ζ'_γ) a été défini comme étant la capacité portante de la fondation interférente

renforcée divisée par la capacité portante d'une fondation isolée sur le même sol renforcé pour $N > 0$. Khing et al. (1992) ont observé que pour une valeur donnée de x/B , $\zeta_\gamma < \zeta'_\gamma$ Ceci peut être dû à l'usage de nappes du renforcement de façon continue orientées entre deux fondations avoisinantes.

Khing et al. (1992) ont conclu à la suite de leurs travaux que la profondeur effective et largeur supplémentaire des renforcements à partir du bord des fondations sont égales à $2,25B$ et $2,5B$, respectivement.

Les résultats discutés par Kumar et Saran (2003) sont basés sur un total de 74 essais sur modèle réduit exécutés sur des fondations filantes et des fondations carrées étroitement espacées dont l'assise est constitué par un sable renforcé avec des géogrilles. L'étude a été faite pour évaluer l'effet de l'espacement entre les fondations, les dimensions de renforcement, et les renforcements continu et discontinu des nappes de géogrilles sur capacité portante.

La **Figure 3.11** montre la disposition des renforcements continus et discontinus mis en place en deux nappes sous les deux fondations étroitement espacées. Tous les paramètres, telque L_x , L_y , U , S_v , et S sont expliqués sur la **Figure 3.11**. Tous les essais ont été effectués à une densité relative de 60%, qui est dans la gamme de la densité moyenne. L'angle de frottement interne du sable utilisé, obtenu à partir d'essais triaxiaux était de 37° . Une géogrille de type Tensar SS20 a été utilisé pour renforcer le sable. La résistance à la traction était de 20 kN/m dans les deux directions transversales et longitudinales. les dimensions des fondations utilisés sont 0,1 m x 0,86 m et 0,175 m x 0,175 m pour les fondations filantes et carrées respectivement.

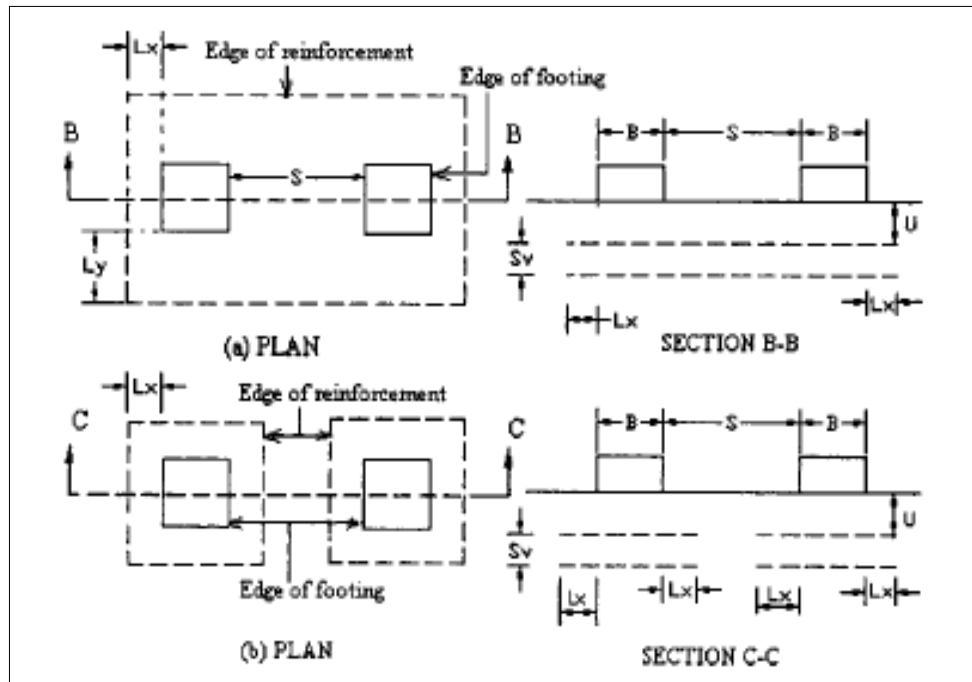


Figure 3.11 Les types de renforcement des fondations:(a) renforcement continu; et (b) renforcement discontinu

La figure 3.12(a) montre que le facteur d'interférence pour les fondations filantes étroitement espacées varie de 1,16 à 2,7 en fonction de l'espacement et les dimensions du renforcement .Ce facteur montre clairement que l'effet d'interférence existe dans le cas de ces fondations.

Ainsi, on peut observer à partir de la Figure 3.12(a) que, lorsque l'espacement entre les fondations augmente de $0,5B$ à $2,0B$, le facteur d'interférence diminue. Khing et al. (1992) ont aussi tiré une conclusion semblable. Le facteur d'interférence en cas de fondations carrées étroitement espacées varie pour sa part de 1 à 1,67, en fonction de l'espacement et les dimensions du renforcement comme indiqué sur la Figure 3.12(b) qui montre que l'effet d'interférence est moins important dans le cas des fondations carrées.

Le facteur d'interférence pour des fondations étroitement espacées reposant sur un sable renforcé par deux nappes de géogrilles pour $\Delta/B=1$ est de 1,16, pour $L/B=1$ et $d=0,5B$ (Kumar et Saran (2003)), alors que les valeurs obtenues par Al Ashou et al. (1994), pour $L/B=1$ et $d=0,6B$, sont comprises entre 1,03 et 1,17, et d'après les résultats de Khing et al. (1992), pour $L/B=3$ et $d=0,75B$, il est approximativement 1,1.

Pour $L/B=8,6$ et $d=0,5B$, le facteur d'interférence est de 2,5. De plus, les résultats des essais d'Al Ashou et al. (1994) ont montré la variation du facteur d'interférence comme suit : de 1,9 à 2,5 pour les fondations filantes et de 1,02 à 1,17 pour les fondations carrées avec une augmentation dans le nombre de nappes de 1 à 7 où d varie entre $0,3B$ et $2,1B$. Khing et al. (1992) ont aussi observé une diminution dans le facteur d'interférence avec l'augmentation dans le nombre de nappes de 2 à 6 pour d varie entre $0,75B$ et $2,25B$.

Ceci indique clairement que la forme et les dimensions des fondations et la profondeur de renforcement ont un effet considérable sur la capacité portante des fondations interférentes.

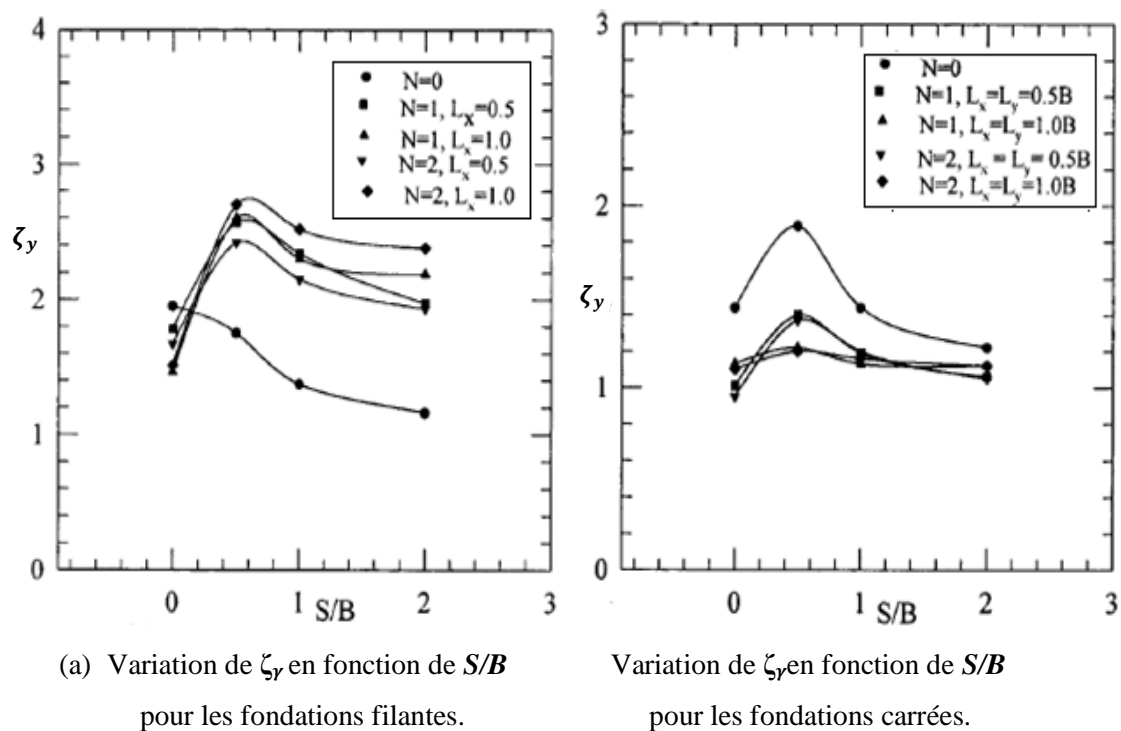


Figure 3.12. Variation de facteur de l'interférence pour un renforcement continu (Kumar et Saran (2003)).

Une amélioration considérable dans la capacité portante des fondations filantes adjacentes a été observée quand en utilisant le renforcement continu déposé en nappes dans le sol sous les fondations filantes étroitement espacées.

III.4 Conclusion

On constate que la forme et les dimensions des fondations, ainsi que la profondeur de renforcement ont un effet considérable sur la capacité portante des fondations interférentes, mais les travaux réalisés restent insuffisants et une recherche complémentaire est nécessaire.

Chapitre IV

Présentation de l'outil de simulation numérique.

IV.1 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

IV.1.1 Introduction

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

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

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

IV.1.2 Bref historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis 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.

IV.1.3 Concepts de base

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

IV.2 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'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc..
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.

- Les caractéristiques des boutons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- Elle permet :

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

- Les sorties fournis pour les ouvrages sont :

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

- Et pour le sol :

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

IV.2 .1 L'analyse des déplacements par MEF

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques se sont rapprochées par une série d'équations algébriques qui impliquent des quantités

qui sont évaluées à points discrets dans la région d'intérêt. Les équations des éléments finis sont formulées et ont résolues dans une telle façon comme à minimiser l'erreur dans la solution approximative. Cette partie présente seulement un contour de base de la méthode. Elle est limité à:

- Elasticité linéaire et élasto-plasticité
- Déformation plane bidimensionnelle

La première étape dans aucune analyse par MEF est créer un maillage EF. Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

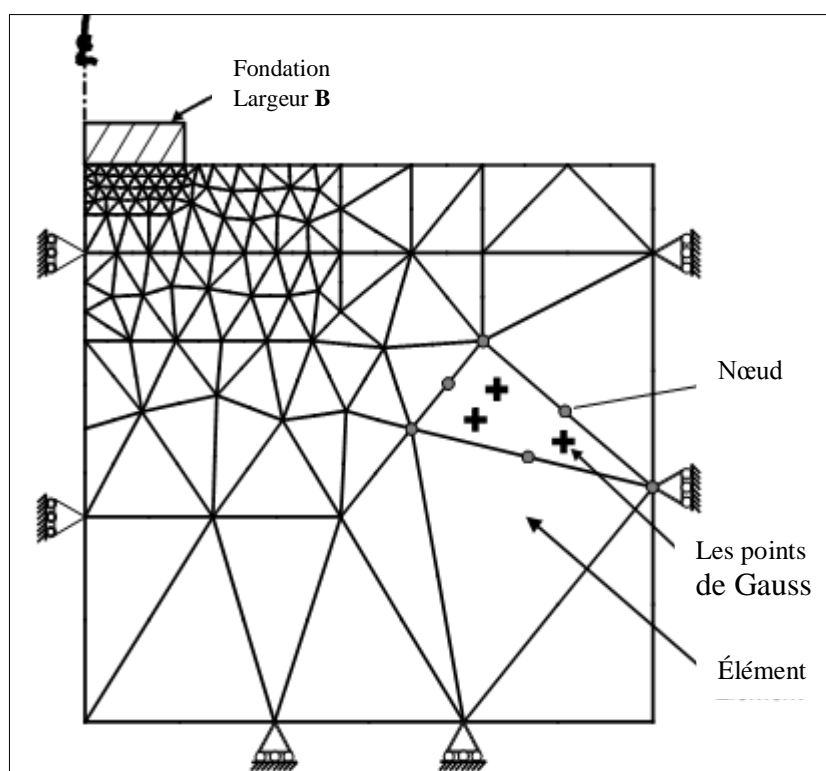


Figure 4.1 Le maillage en PLAXIS.

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements. Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques pour les déplacements, et les déformations, partout dans la maille complète. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela va conduire au calcul de

forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux par équations qui se sont installées et sont résolues dans le programme de l'élément fini pour trouver des valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis s'agit aux étapes suivantes :

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

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

Ou K^e : la matrice de rigidité élémentaire, U^e : le vecteur des déplacements nodaux, P^e : le vecteur des forces nodales

- 4- **Equations globales** : l'assemblage des équations élémentaires à une forme des équations global :

$$KU = P \quad (4-2)$$

- 5- **Les conditions aux limites** : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U.

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

IV.2 .2 Les éléments pour l'analyse bidimensionnelle

L'analyse bidimensionnelle de continus est basée généralement sur l'utilisation soit des éléments triangulaires ou quadrilatères. Les éléments les plus utilisées sont basés sur une approche iso-paramétrique dans laquelle une fonction de l'interpolation polynomiale est utilisée pour décrire les déplacements dans chaque élément. L'ordre le plus haut d'interpoler le polynôme (c.-à-d. le plus grand nombre de nœuds qui définissent l'élément), le plus exact est les résultats

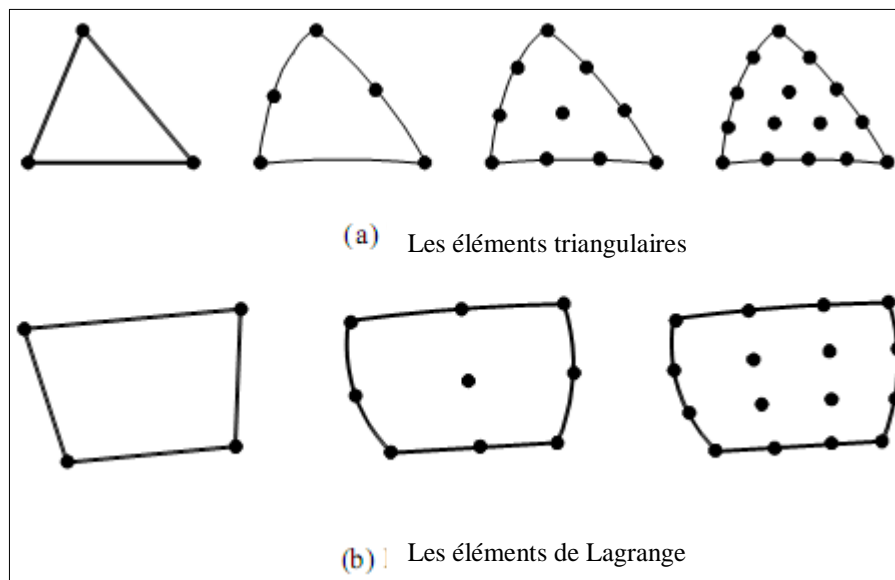


Figure 4.2 Eléments bidimensionnelles.

IV.2 .3 L'interpolation des déplacements

Les inconnus fondamentaux : les valeurs des déplacements nodaux

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes)

Illustration pour le cas d'un élément triangulaire a six-nœuds

$$u(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad (4-3a)$$

$$v(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad (4-3b)$$

Ou les constantes $a_1, a_2, \dots, a_5, b_1, b_2, \dots, b_5$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

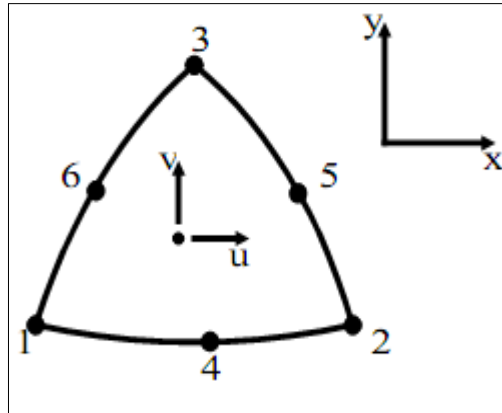


Figure 4.3 Elément à 6 nœuds.

IV.2 .4 Déformations

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Pour le cas du triangle à six-nœuds que donne :

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (4-4a)$$

$$\epsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_2 + b_4x + 2b_5y \quad (4-4b)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_4)y \quad (4-4c)$$

Les équations de ce type qui relie des déformations à déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle:

$$\epsilon = BU^e \quad (4-5)$$

Où le vecteur de déformations, et le vecteur de déplacements nodaux ont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément, U^e

- Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

- **CESAR (LCPC)** : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.

- **PLAXIS** (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique.

Pour notre problème, en utilise PLAXIS.

IV.3 Présentation de PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations des fichiers.

IV.3.1 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 (5 paramètres), avec prise en compte des pression 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 noeuds), 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.

IV.3.2 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 dès 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 noeuds-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 sont 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 K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 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 peut 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.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

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.

IV.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

IV.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de

comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

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

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

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

IV.4.2 Contraintes 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 une conséquence de la non variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous 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 ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v ; \quad (4-6)$$

où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \varepsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

IV.4.3 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (**figure 4.4**).

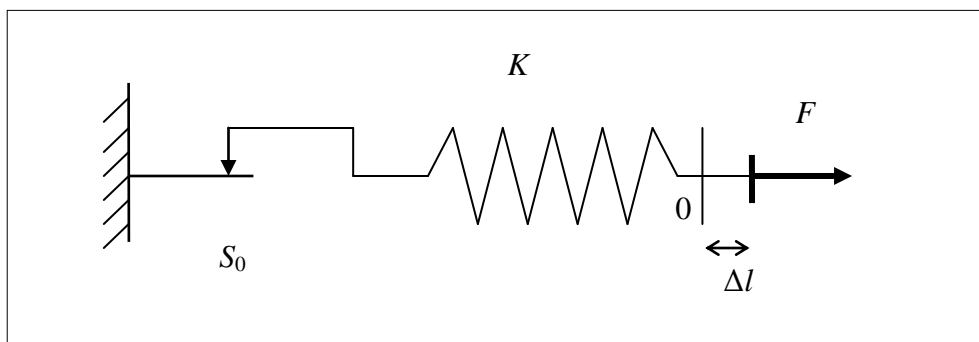


Figure 4.4 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la **figure 4.5**.

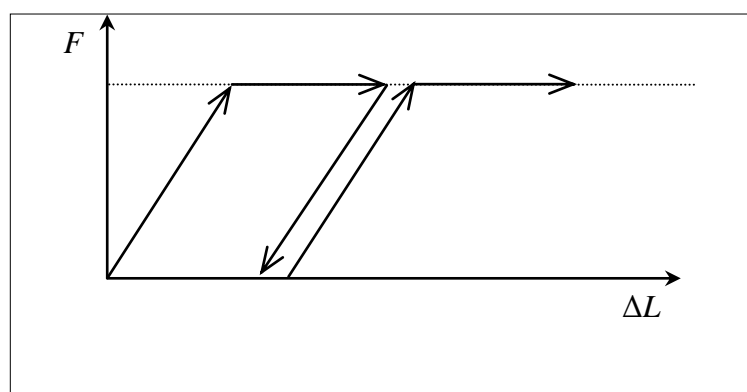


Figure 4.5 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les **figures 4.4 et 4.5** est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La **figure 4.6** représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

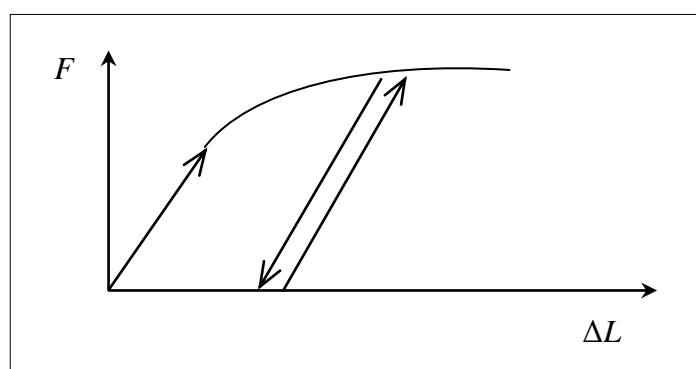


Figure 4.6 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

III.4.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G

est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad (4-7)$$

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; \quad (4-8)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} . \quad (4-9)$$

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la **figure 4.7** :

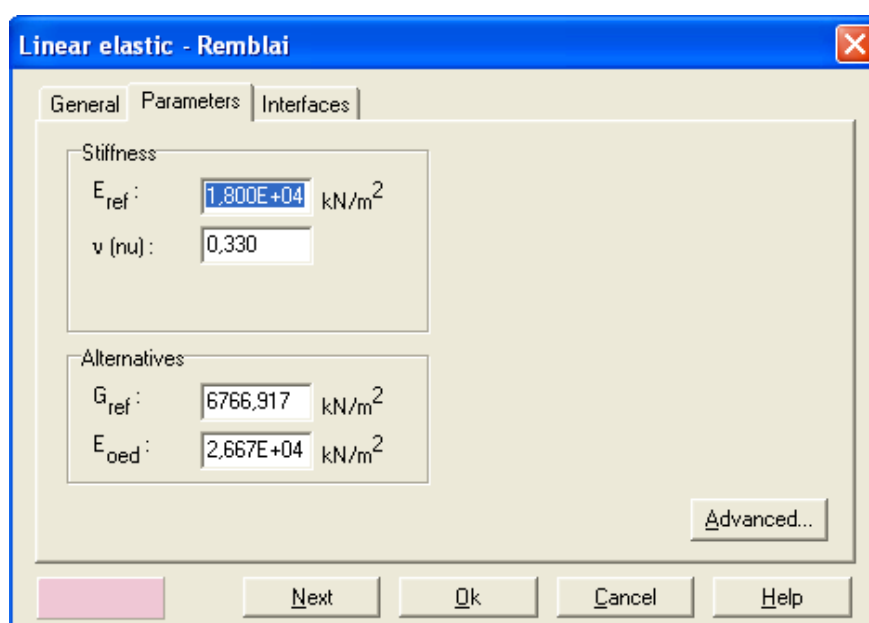


Figure 4.7 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la **figure 4.8** :

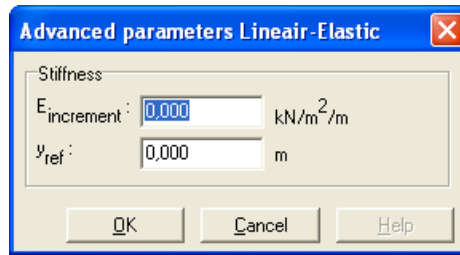


Figure 4.8 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{avec} \quad y < y_{ref} \quad (4-10)$$

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

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

IV.4.5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de 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. A l'intérieur 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 des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin\phi - 2c \cos\phi = 0 \quad (4-11)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1^{er} invariant des contraintes) comme illustré :

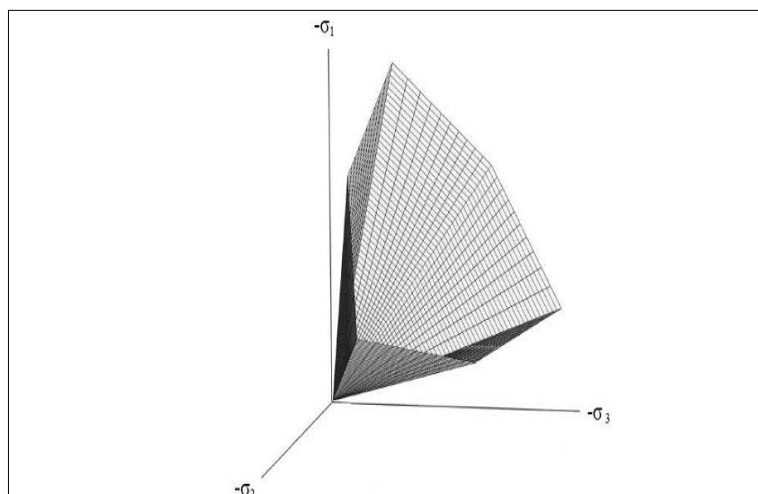


Figure 4.9 surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ,
- deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ ,
- un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ .

Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais oedométriques ou triaxiaux, comme le montre la **figure (4.10)**.

Le comportement du sol n'étant pas linéaire, les conditions géostatiques jouent un rôle important. Aux paramètres de Mohr-Coulomb, le coefficient de terres au repos K_0 est ajouté. Il est lié de façon univoque, en conditions oedométriques, au coefficient de Poisson comme suit :

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (4-12)$$

Cependant, dans certains logiciels comme Plaxis, la valeur de K_0 peut être imposée de façon indépendante pour notamment tenir compte de la surconsolidation.

Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur ces paramètres. La valeur de l'angle de frottement φ est couramment comprise entre 15 et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des

valeurs supérieures, entre 25 et 45°, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains. L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'état de surface des grains.

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c <$ quelques kiloPascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kiloPascals et plusieurs centaines de kiloPascals.

L'angle de dilatance ψ est quant à lui généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (**figure 4.10**). Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\psi = \varphi - 30 \quad (4-13)$$

Cette expression est utilisée par défaut dans Plaxis. Notons que dans le cas de matériaux fortement contractants, l'estimation de l'angle de dilatance peut conduire à des valeurs négatives.

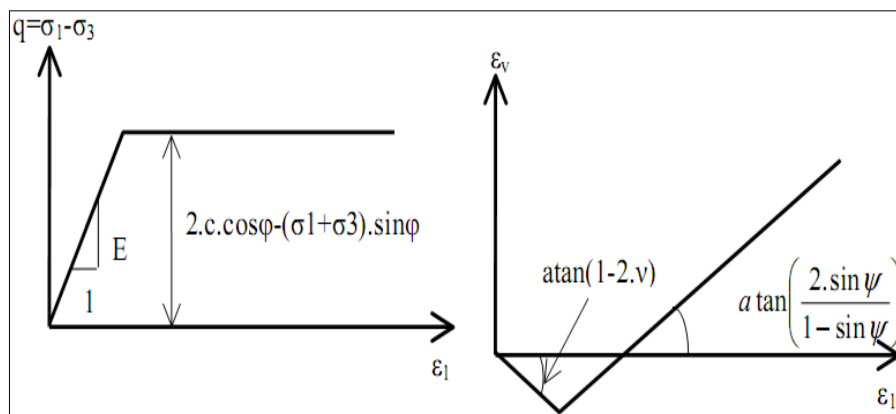


Figure 4.10 Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb .

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.

Selon Nova, un modèle élastique parfaitement plastique concorde avec les résultats expérimentaux bien qu'en conditions tridimensionnelles des contraintes, l'adoption du critère de plasticité de Mohr-Coulomb peut poser quelques problèmes. Le gradient de la fonction de plasticité n'est pas défini de manière univoque sur les arêtes de la pyramide caractérisant la surface de rupture du matériau.

Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement. Cependant, ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène.

Pour bien suivre les déformations au cours de la sollicitation, il est préférable d'adopter un modèle élasto-plastique plus complexe qui tienne compte de l'irréversibilité du comportement des sols. Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles élasto-plastiques. Ici, nous nous sommes uniquement intéressés au modèle élasto-plastique avec écrouissage appelé Hardening Soil Model (HSM).

VI.4.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

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

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques 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 E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

a) Les paramètres du HSM :

Les paramètres du HSM sont représentés sur la **figure 4.11** :

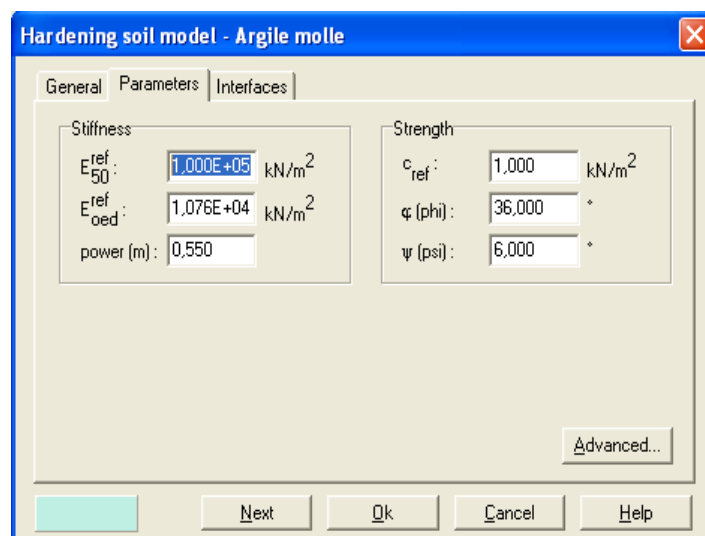


Figure 4.11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité:

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

E_{oed}^{ref}	: module tangent dans un essai oedométrique ;	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]
	- Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,	
	- Von Soos (1980) rapporte des valeurs dans la gamme 0,5 < m < 1,0.	

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]
p^{ref}	: Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K ₀ -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ³]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la **figure 4.12** :

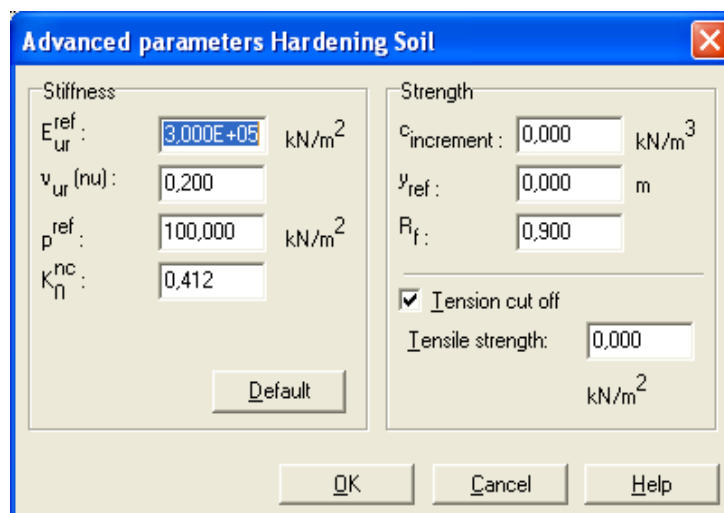


Figure 4.12 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

b) Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatoric, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f; \quad (4-14)$$

$$\text{Avec : } \quad q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f/R_f;$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

c) Les modules :

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad (4-15)$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m. \quad (4-16)$$

La figure 4.13 redonne ces définitions :

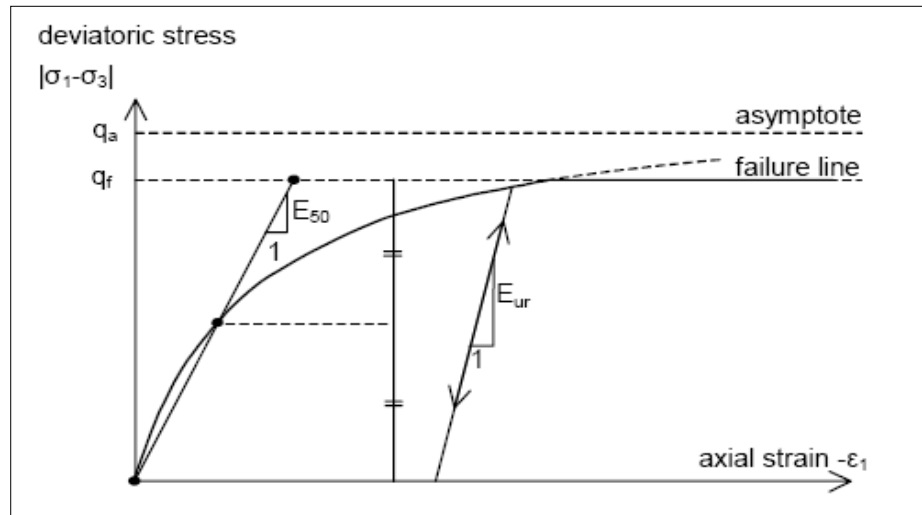


Figure 4.13 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (4-17)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la **figure 4.14** et celle de la dilatance (éventuellement) sur la **figure 4.15**.

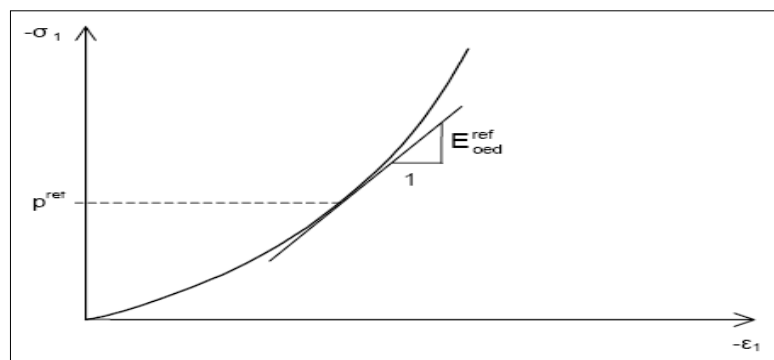


Figure 4.14 Définition du module oedométrique tangent.

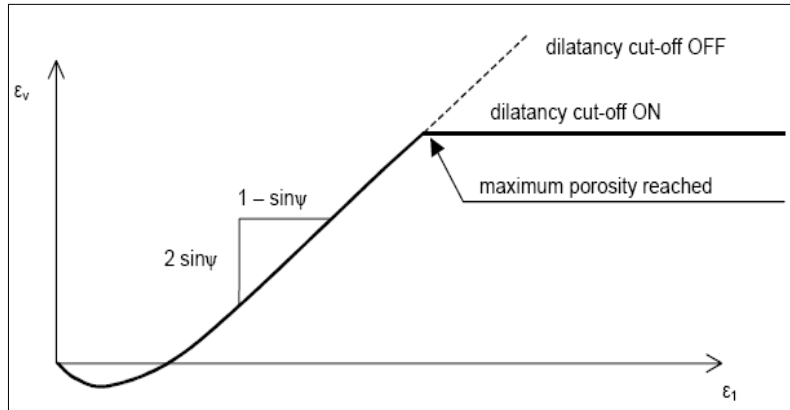


Figure 4.15 Définition de l'angle de dilatance.

d) Surface de charge :

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (**figure 4.16**).

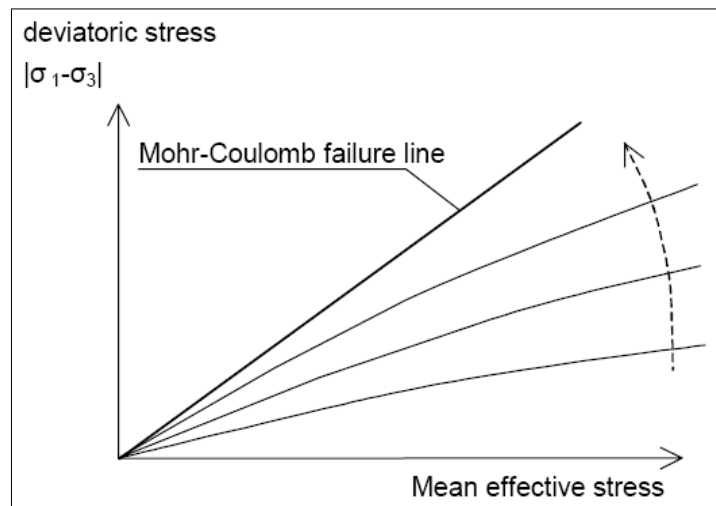


Figure 4.16 Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur **la figure 4.17** pour un sol non cohérent.

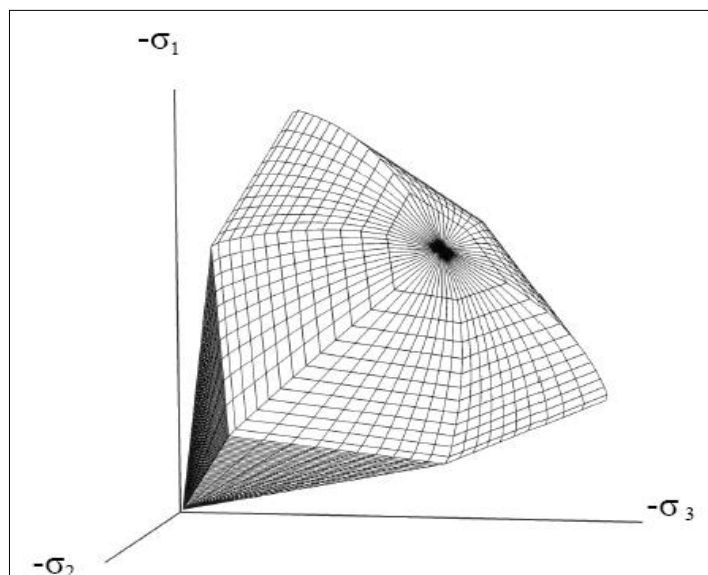


Figure 4.17 surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

IV.4.7 Modèle pour sols mous (soft soil model)

Le type de modèle le plus répandu pour la modélisation du comportement des argiles est le modèle Cam Clay (Roscoe et al., 1958). Ce modèle appartient à la famille des modèles « cap » et est essentiellement destiné à décrire le comportement des argiles reconstituées (Mestat, 2002 ; Atkinson, 1993). L'état de l'art de Duncan (1994) sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montre que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé pour simuler les massifs de sol cohérent. Mestat et al. (2004), constatent que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressibles sur lesquels sont édifiés des remblais. La revue bibliographique sur les horizons de sols compressibles montre également que ce modèle est très largement utilisé pour simuler le comportement des argiles molles.

La famille des modèles de type Cam Clay a été développée à partir d'observations expérimentales sur des essais de compression isotrope (ou œdométriques) et des essais de cisaillement (direct ou triaxial) sur des argiles reconstituées. Les développements sont issus de l'étude de l'essai de compression isotrope et de la notion d'état critique d'un sol soumis au cisaillement.

- **Essai œdométrique :**

Le comportement général d'un sol durant un essai œdométrique tel qu'il est idéalisé par les modèles de Cam Clay est illustré par la Figure (4.18). En abscisses est reporté le logarithme de la pression isotrope et en ordonnée la déformation volumique ε_v au lieu de l'indice des vides. Lors du chargement d'un sol normalement consolidé, l'état du sol va suivre la droite de consolidation normale de pente λ^* , et lors d'un déchargement - rechargement, le sol va suivre une droite de pente plus faible κ^* . Cette partie correspond à l'élasticité. La pression de préconsolidation est la plus grande contrainte jamais atteinte par le sol. Lorsque l'état du sol atteint cette contrainte, il va suivre la droite de consolidation normale, qui représente un état limite.

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 3.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $K^* = \frac{K}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $K^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $K^* \approx 1,3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau 4.1 valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p'}{p_0} \right) \quad \text{Compression vierge} \quad (4-18a)$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p_0} \right) \quad \text{Décharger et recharger} \quad (4-18b)$$

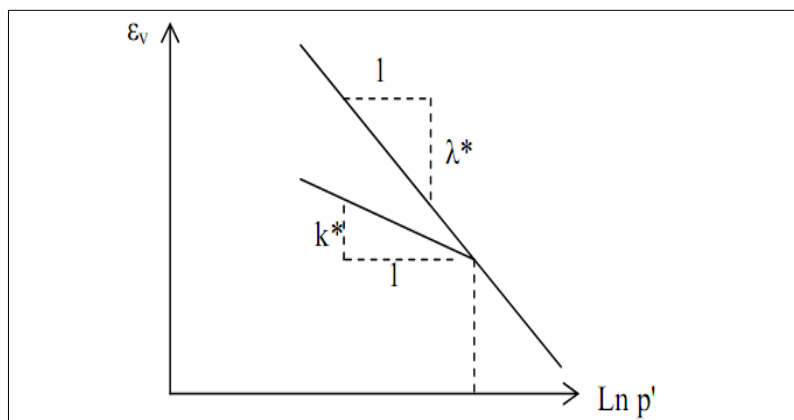


Figure 4.18 différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

- **Essai de cisaillement :**

Lors d'un essai de cisaillement (direct à la boîte ou essai triaxial) le sol atteint un état critique durant lequel il continue de se distordre sans changement d'état (volume et contraintes constantes). Avant d'atteindre cet état, le sol peut passer par un pic de résistance. A l'état critique, il existe une relation unique entre la contrainte de cisaillement, la contrainte normale et l'indice des vides. Lors d'un essai triaxial, les relations à l'état critique entre le déviateur des contraintes, la contrainte effective moyenne et le volume spécifique sont :

$$q_{cr} = M \cdot p_{cr} \quad (4-19)$$

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \cdot \ln p_{cr} \quad (4-20)$$

Ces observations expérimentales ont été intégrées dans le cadre de l'élastoplasticité et des relations constitutives ont été développées par Roscoe et al. (1958). De nombreux développements ont été effectués à partir du modèle Cam Clay original de Schofield et Wroth (1968). Burland et Roscoe (1968) ont modifié la loi d'écoulement afin de se rapprocher des phénomènes observés (modèle Cam-Clay Modifié).

Le modèle de Cam Clay SSM caractérisé par :

- La contrainte dépend de la rigidité (le comportement de la compression logarithmique)
- La distinction entre la charge initiales et décharge-recharge

- une mémoire pour la pré-consolidation
- le comportement de rupture selon le critère de Mohr-Coulomb

La Figure 10 représente la surface de charge dans le plan des contraintes p-q et dans l'espace des contraintes principales. Elle est fermée sur l'axe des compressions p. L'érouissage correspondant à l'évolution de la pression de préconsolidation p_c . La loi d'érouissage est basée sur les déformations plastiques. La loi d'écoulement est associée ($F = g$) et l'élasticité est non linéaire.

$$f = \bar{f} - P_p \quad (4-21)$$

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (4-22)$$

$$P_p = P_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - k^*}\right) \quad (4-23)$$

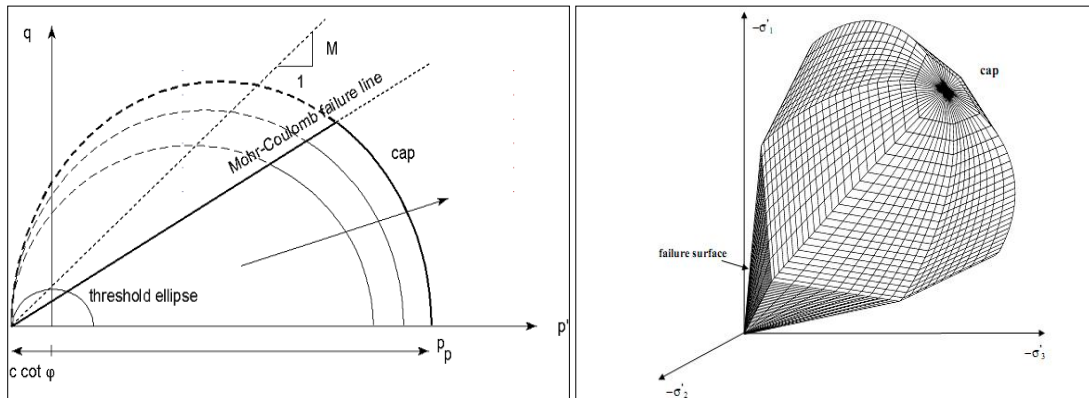


Figure 4.19 surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q) , et dans l'espace des contraintes principales .

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 Φ .

IV.4.8 Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M)

Le SSM permet de prendre en compte l'écroutissage 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. La figure (4.20) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

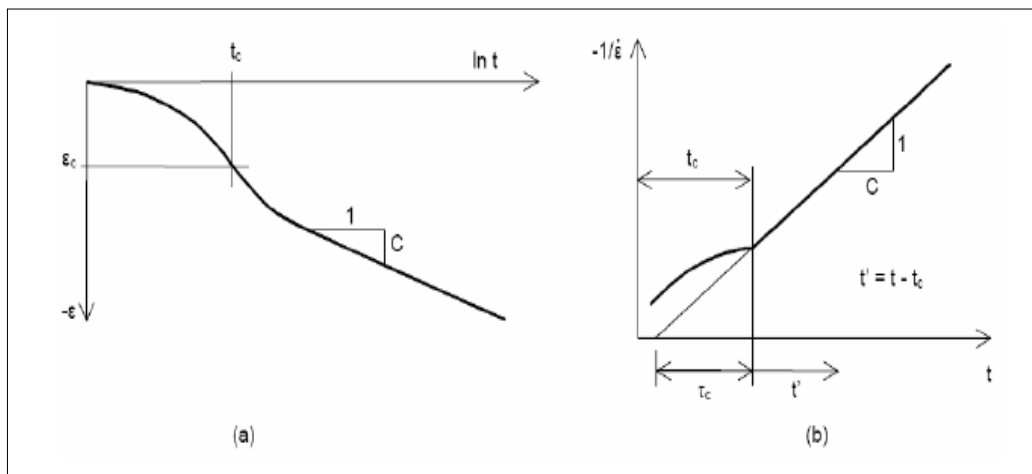


Figure 4.20 Effet du temps sur les essais oedométriques.

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.

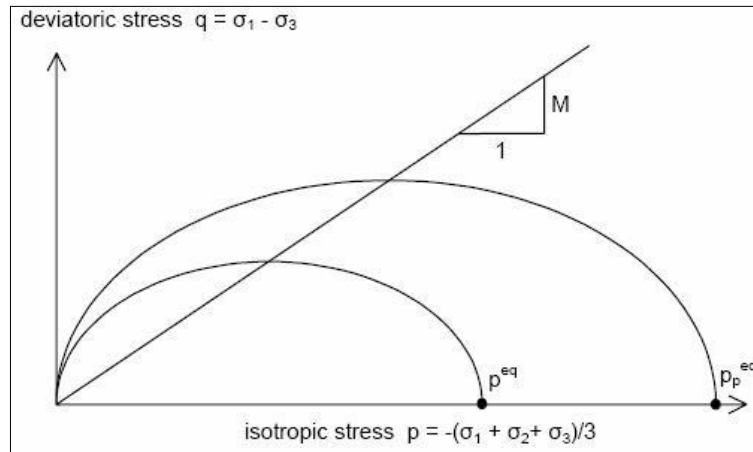


Figure 4.21 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (4-24)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1-k_0^{NC})^2}{M^2(1+2k_0^{NC})} \right] \quad (4-25)$$

IV.5 Conclusion

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

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

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

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

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

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

Chapitre V

Présentation et interprétation des résultats obtenus.

V.1 Introduction

Ce chapitre résume les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis de deux fondations filantes étroitement espacées en surface reposant sur un sable renforcé par des nappes de géogrilles.

V.2 La géométrie du problème

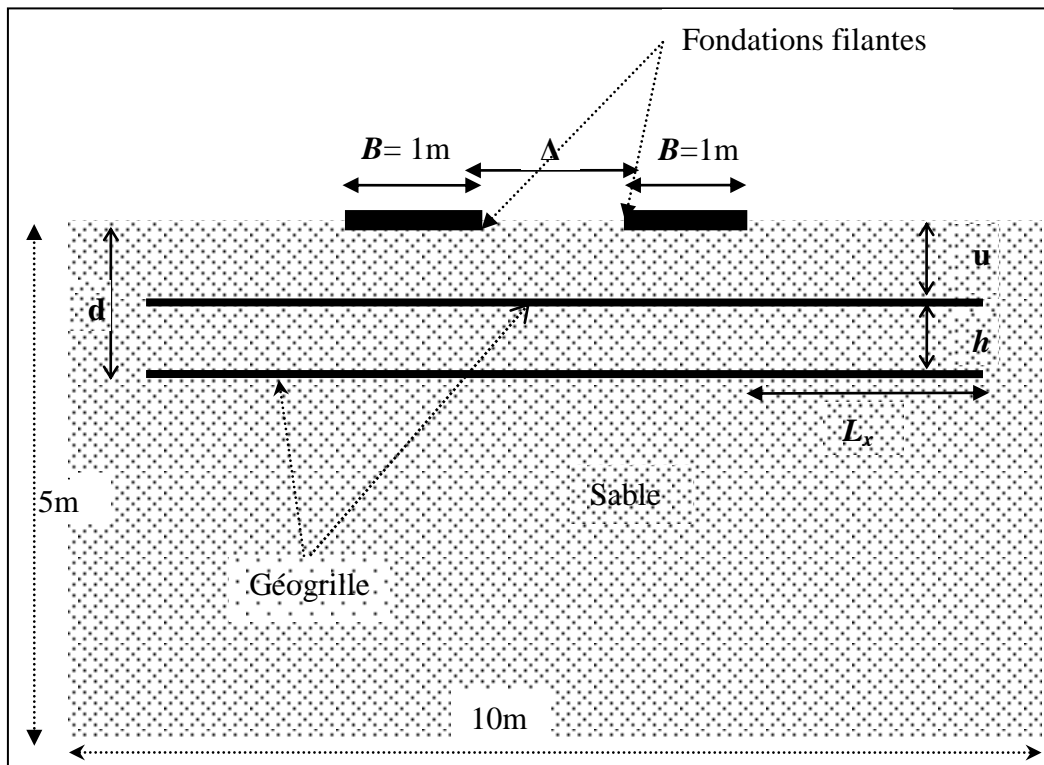


Figure 5.1 La géométrie du problème.

La **figure 5.1** montre la géométrie de deux fondations étroitement espacées avec les paramètres B , L_x , u , h , d , Δ et N qui représentent la largeur de la fondation, la largeur de géogrille à partir de l'extrémité de la fondation, la profondeur de la première couche de renforcement, la distance entre les nappes de renforcement, la profondeur de renforcement, l'espacement entre les fondations et le nombre de nappes de renforcement, respectivement. On prend en considération uniquement deux nappes de renforcement puisque notre objectif est de déterminer l'effet de renforcement sur l'interférence et deux nappes sont suffisantes d'après Kumar et Saran (2003) et Ghazavi et Lavasan (2008).

V.3 Procédure de la simulation numérique

V.3.1 Caractéristiques géotechniques du sol

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

- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 18.9 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 20.7 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion $c = 0$ (sol pulvérulent) mais on prend $c = 2 \text{ KN/m}^2$ pour le calcul numérique

V.3.2 Caractéristiques des géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion, ils ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Comme énoncé auparavant ces éléments sont principalement utilisés dans le renforcement de sol.

L'unique propriété du matériau géogrille est la rigidité élastique EA qui est prise dans cette étude égale à 1100 KN/m , ce qui correspond à une géogrille de type Tensar BX1100.

V.3.3 Présentation du modèle étudié

Plaxis est un logiciel courant de modélisation par éléments finis des problèmes d'interaction sol/ouvrages géotechniques. Il a été utilisé dans la présente étude pour concevoir un modèle de deux fondations filantes étroitement espacées placées sur un sable renforcé et non renforcé. On utilise un modèle d'élément fini en déformation plane (plane strain). Un modèle de sol avec écrouissage HSM (hardening soil model) est utilisé pour le comportement du sol régi par une loi d'écoulement non associée. D'après Laman et Yildiz (2007) le comportement des fondations filantes sur un mauvais sable peut être mieux représenté par ce modèle par rapport au modèle classique de Mohr-Coulomb.

Les paramètres correspondants à ce modèle sont donnés ci-dessous:

- Angle de dilatance $\psi = 5^\circ$ avec ($\psi = \varphi - 30^\circ$).
- Perméabilité selon l'axe x, $K_x = 2.59$ m/jour.
- Perméabilité selon l'axe y, $K_y = 2.59$ m/jour.
- Module sécant dans un essai triaxial, $E_{50}^{ref} = 30$ Mpa.
- Module tangent dans un essai oedométrique, $E_{oed}^{ref} = 30$ Mpa.
- Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3$ à $4 E_{50}^{ref}$), $E_{ur}^{ref} = 90$ Mpa.
- Coefficient de poisson $\nu = 0.2$.

Pour réduire le temps nécessaire à chaque exécution, seulement une demi-structure symétrique du modèle a été construite dans la simulation numérique.

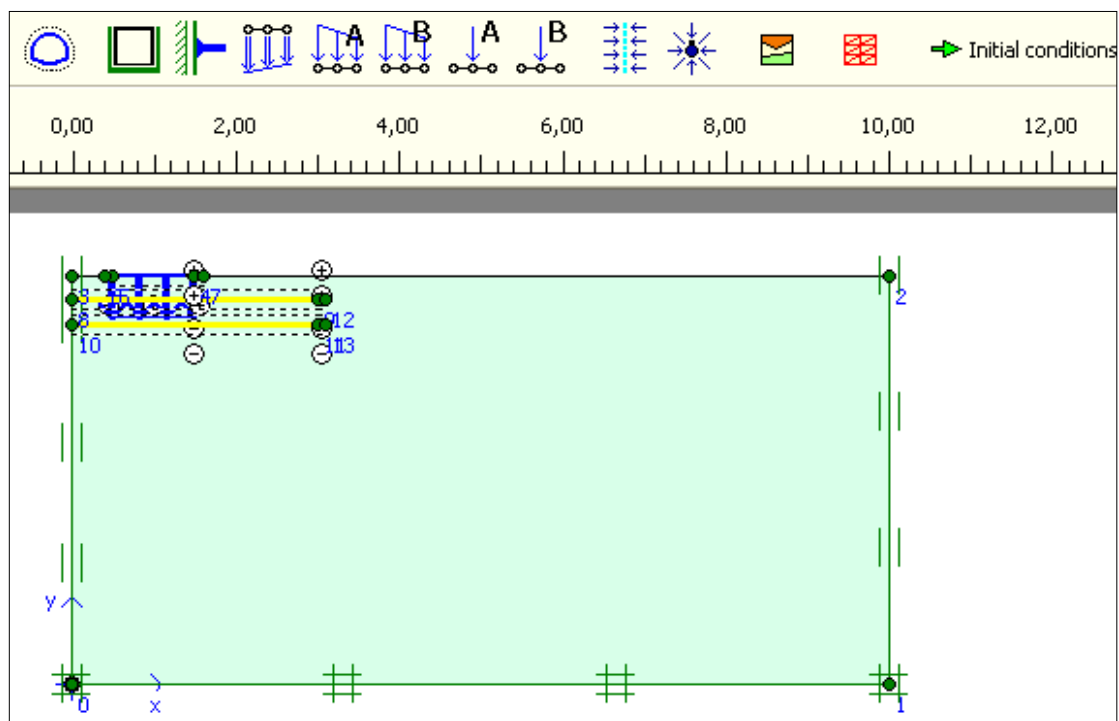


Figure 5.2 Présentation du model étudié.

La fondation filante utilisée ayant une largeur $B=1$, est supposée parfaitement rigide, représentée par une plage d'éléments d'interfaces avec le sol ($R_{inter}=1$). Pour ce faire, des déplacements uniformes ont été imposés à la fondation où les chargements correspondants sont déduits du calcul par éléments finis.

On utilise un renforcement continu qu'on modélise par les éléments géogrilles qui apparaissent comme des lignes jaunes sur le modèle étudié. Les traits pointillés qui apparaissent des deux cotés des géogrilles sont les éléments d'interfaces. On les utilise pour modéliser l'interaction des géogrilles avec le sol environnant. La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface (R_{inter}). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion). La valeur de ($R_{inter}=1$) pour l'interface sable/géogrille comme recommandé par Long et al. (1997). Cela veut dire que le frottement entre les géogrilles et le sable est assez grand ce qui n'engendre pas un déplacement relative entre les deux matériaux (frottement complet).

V.3.4 Maillage et conditions aux limites

Plaxis permet d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (**Figure 5.3**) 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).

Le triangle à 15 noeuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme à titre d'exemple, le calcul de la rupture des sols incompressibles. La finesse du maillage (global coarseness) est réglée sur medium pour tout le sol.

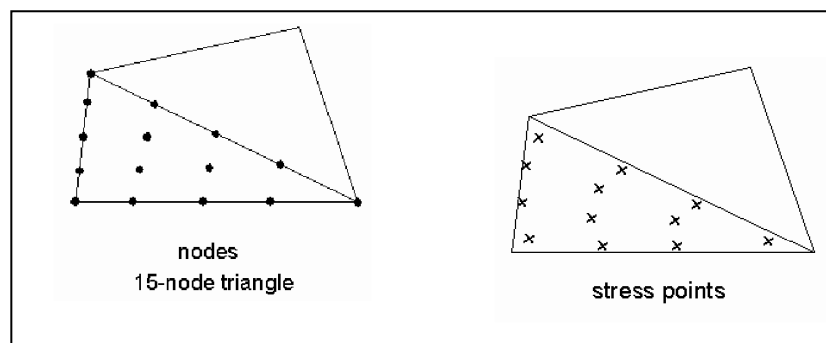


Figure 5.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure et les limites éloignées dans la direction x (**Figure 5.4**).

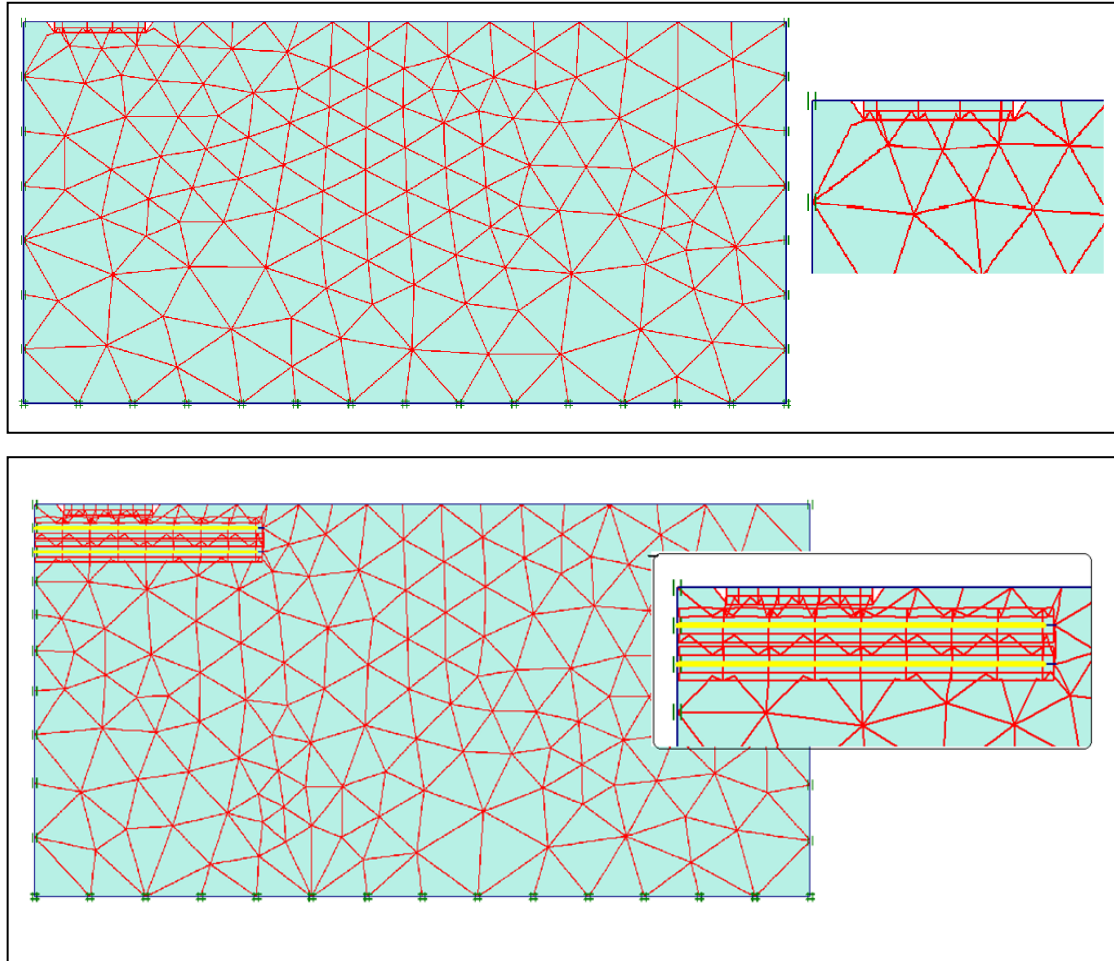


Figure 5.4 Génération du maillage avec et sans renforcement.

V.3.5 Méthode de l'analyse

Dans toutes les analyses effectuées dans la présente étude, nous supposons que les semelles sont situées sur la surface du sol et le sol est pulvérulent. Ainsi, les deux coefficients N_c et N_q dans la formule de Terzaghi pour la détermination de la capacité portante sont négligeables.

La rigidité de la semelle a été simulée par l'application d'un vecteur de déplacement verticale sur tous les nœuds du sol sous la semelle.

Le déplacement vertical appliqué au modèle numérique a été calculé pour 10% de la largeur de la semelle. Ainsi, la capacité portante des semelles a été constamment définie comme la pression correspondant à une valeur de $s = 0.1B$, où 's' désigne le tassement de la fondation. Ce critère a été utilisé pour définir les capacités portantes ultimes à la surface et en profondeur des fondations à grande échelle (Amar et al., 1994; Ghionna et al., 1994; Reese et O'Neill, 1988). Pour un modèle de très petites semelles ou un modèle réduit afin de vérifier les résultats numérique ou expérimentaux, la méthode De Beer (1970) a été utilisée pour déterminer la capacité portante ultime, qui est obtenue par l'intersection des tangentes des deux portions linéaires de la courbe chargement déplacement sur une échelle logarithmique. Dans cette méthode, le déplacement vertical total de la semelle doit être supérieur à 50% de la largeur de la semelle (Vesic, 1973).

V.4 Résultats

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

On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour le sol non renforcé et renforcé respectivement pour $A/B=1$:

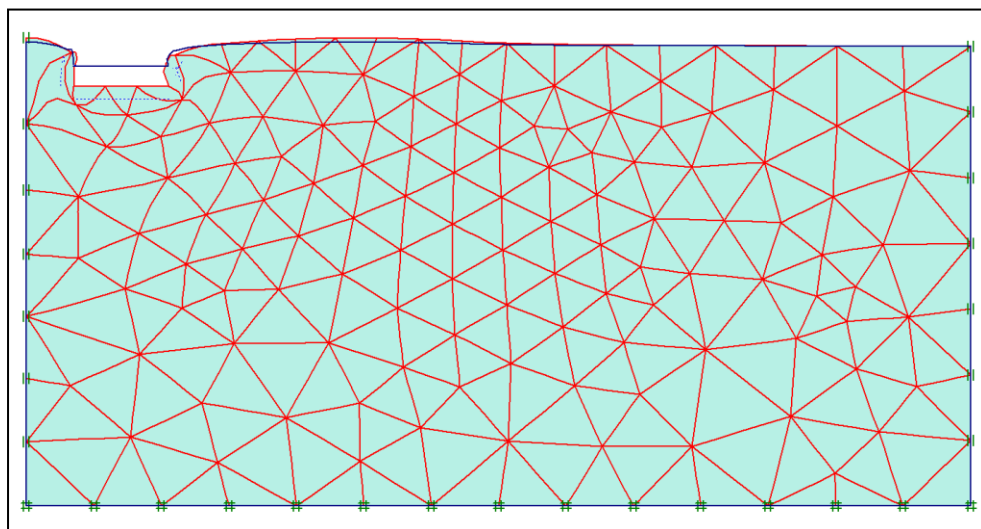


Figure 5.5 Maillage déformé.

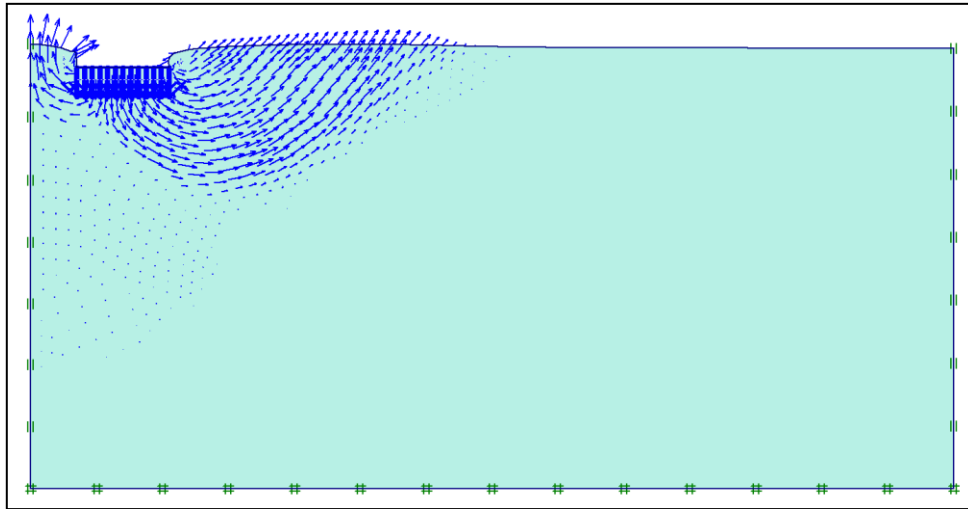


Figure 5.6 Incréments total.

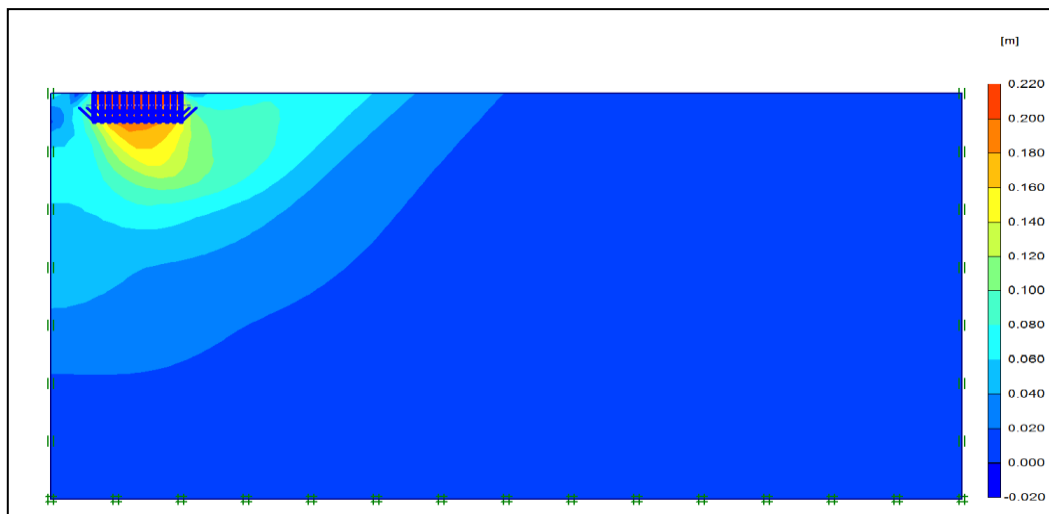


Figure 5.7 Déplacements totaux

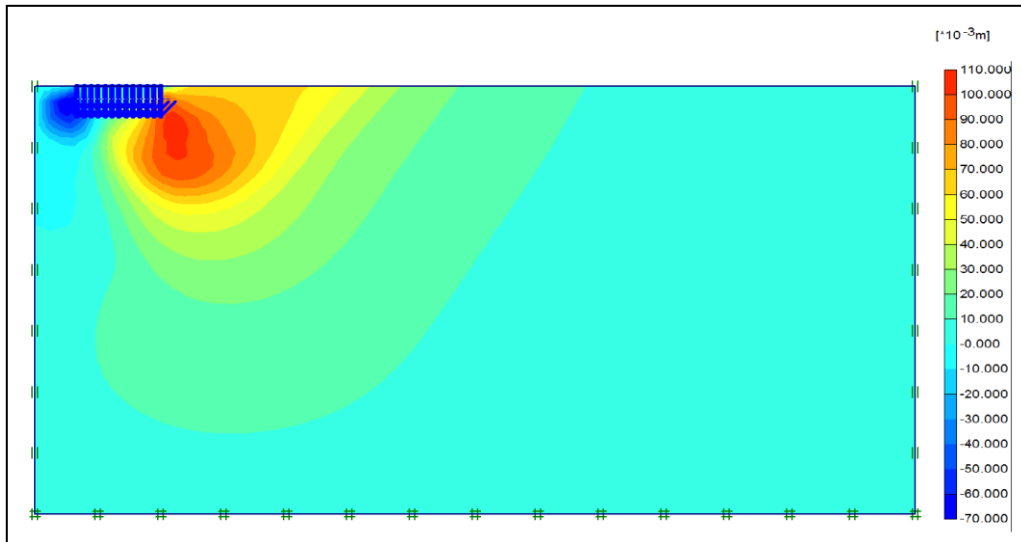


Figure 5.8 Déplacements horizontaux.

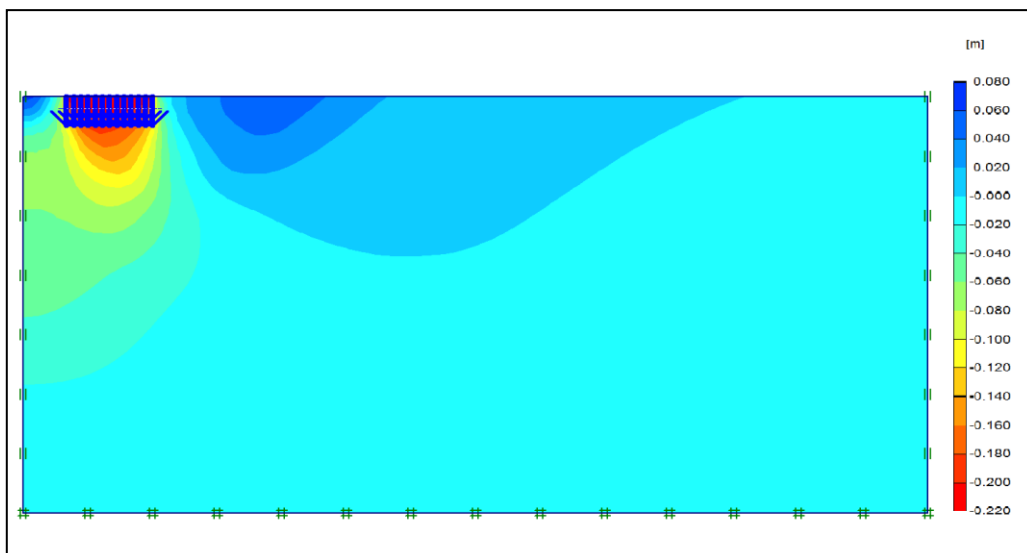


Figure 5.9 Déplacements verticaux.

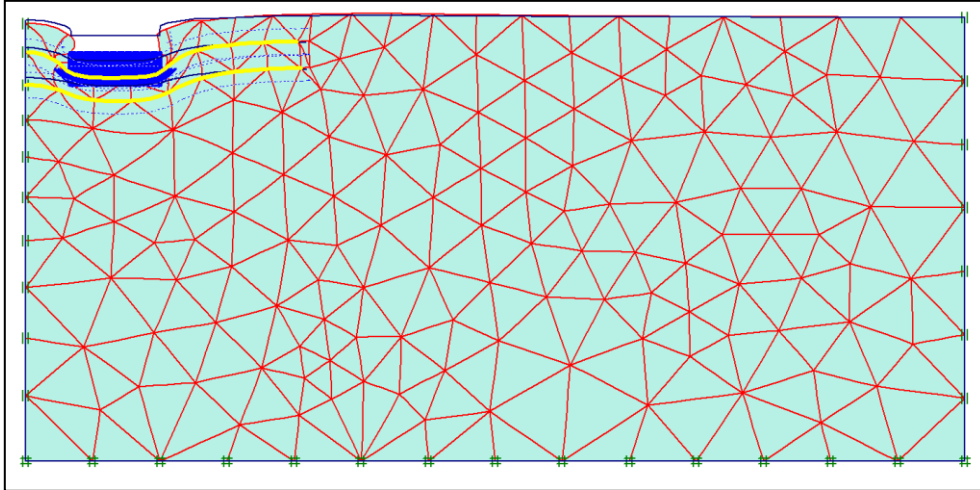


Figure 5.10 Maillage déformé.

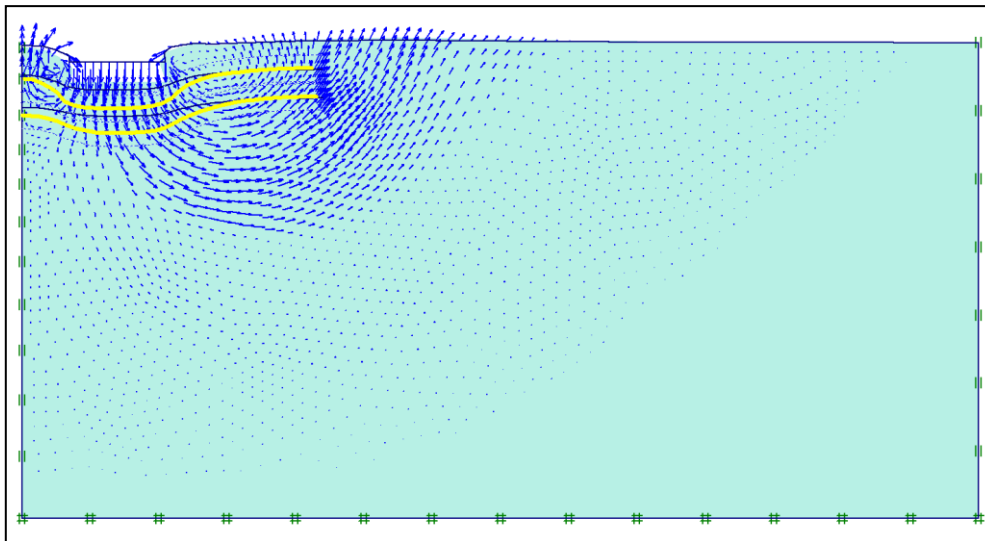


Figure 5.11 Incrément total.

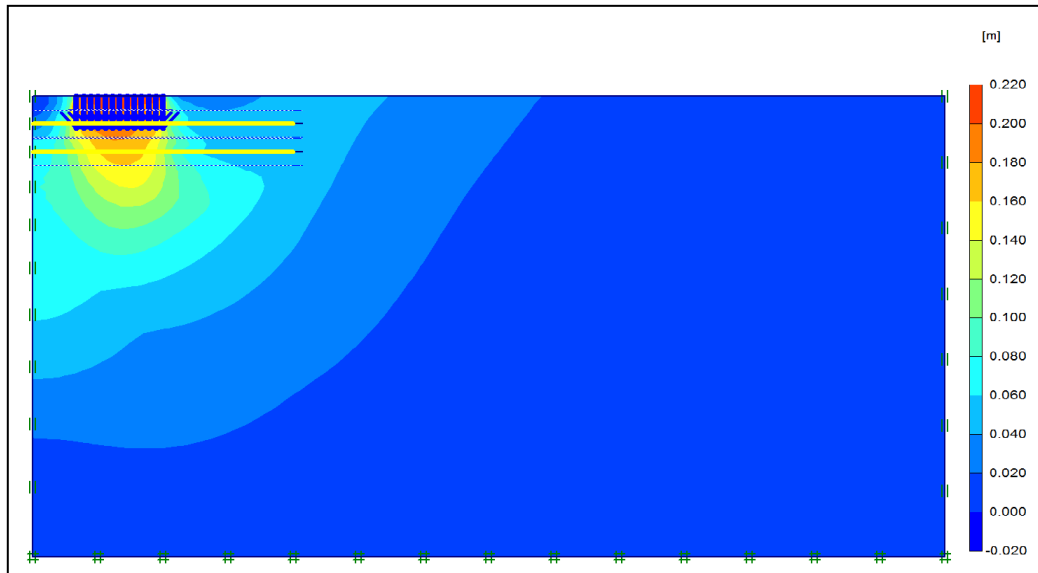


Figure 5.12 Déplacements totaux.

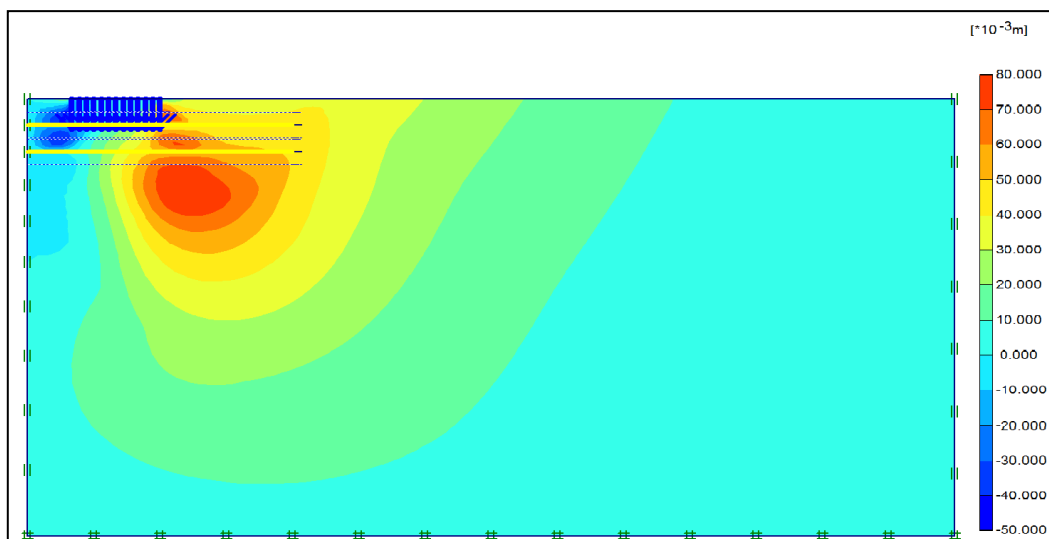


Figure 5.13 Déplacements horizontaux.

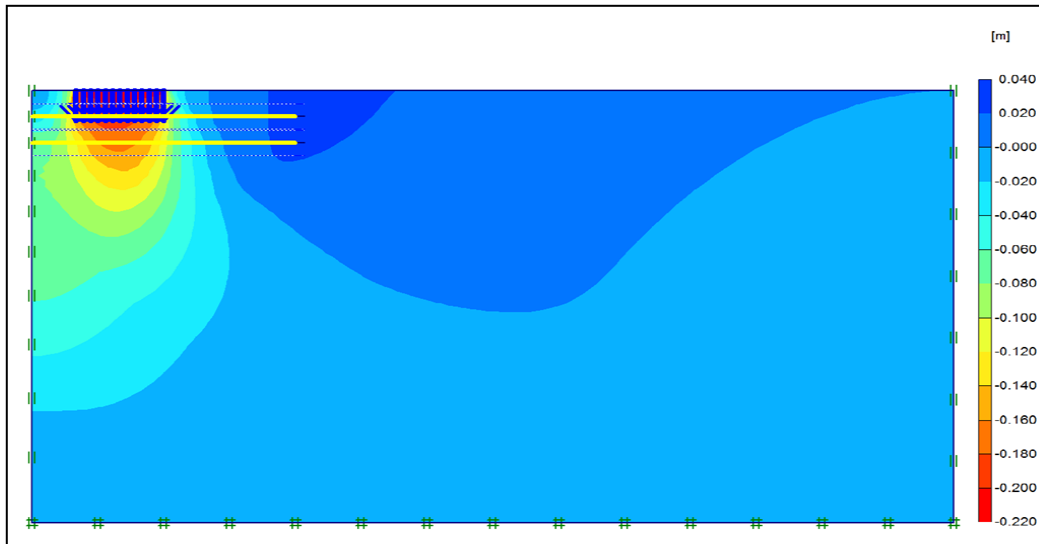


Figure 5.14 Déplacements verticaux.

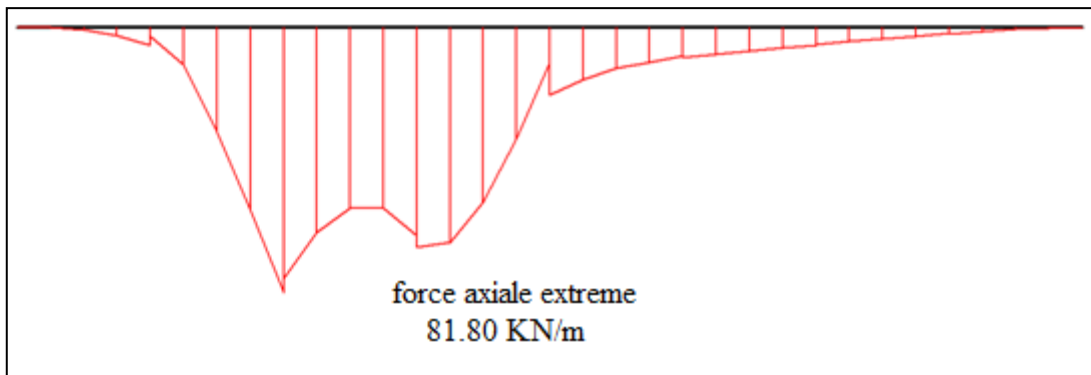


Figure 5.15 Force de traction dans la première nappe de géogrilles avec $u = 0.30B$ et $L_x = 1.5B$.

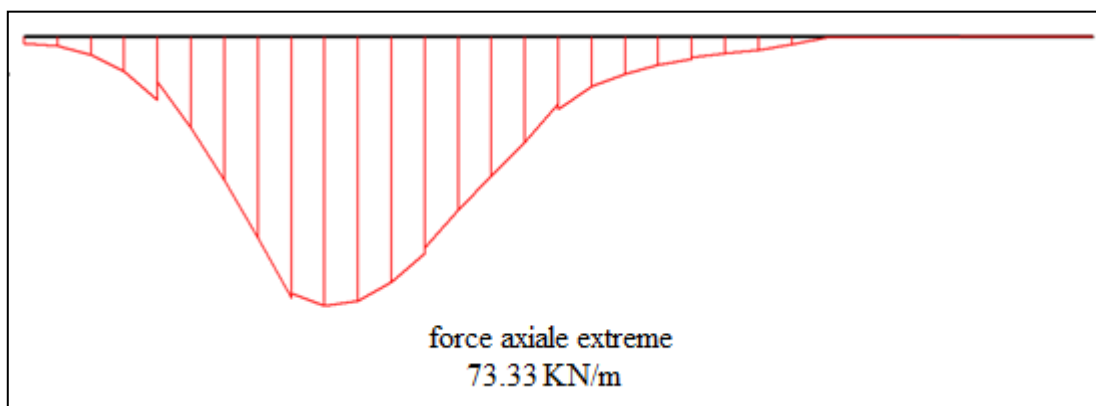


Figure 5.16 Force de traction dans la deuxième nappe de géogrilles avec $u = h = 0.30B$ et $L_x = 1.5B$.

V.4.1 Mécanismes de rupture dans le cas d'un sol non renforcé et renforcé

Le mécanisme de rupture observé pour un sol non renforcé est représenté sur les figures (5.17), (5.18), (5.19), (5.20). Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement généralisé (Vesic, 1973), ces mécanismes de rupture ont conformes à ceux mis en avant par la théorie de Stuart(1962) (voir Figure (3.4)).

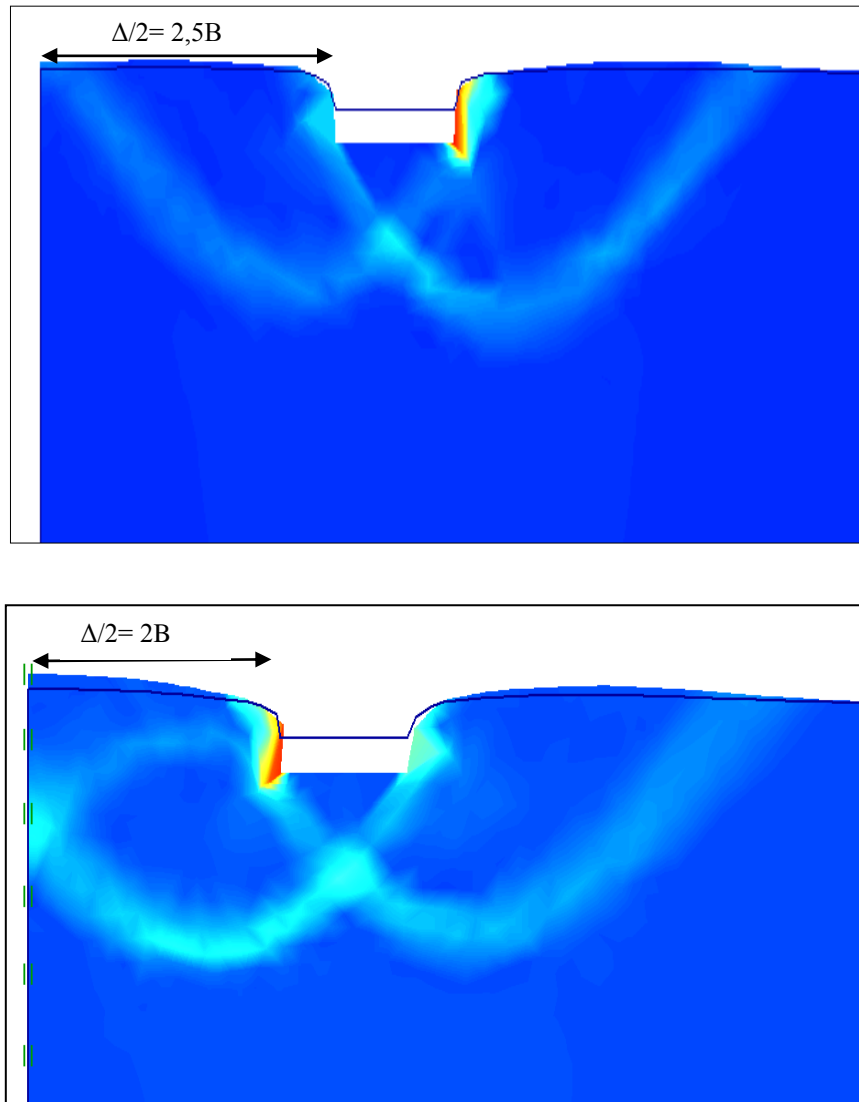


Figure 5.17 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 5$ et 4 respectivement.

On remarque dans la figure (5.17), qu'il n'y a pas chevauchement des surfaces de rupture. Ce comportement se produit pour des valeurs de Δ/B supérieures à $\Delta_1=4B$. De ce fait, on peut conclure qu'il n'y a pas d'effet d'interférence et la capacité portante de chaque fondation est calculée indépendamment de l'autre.

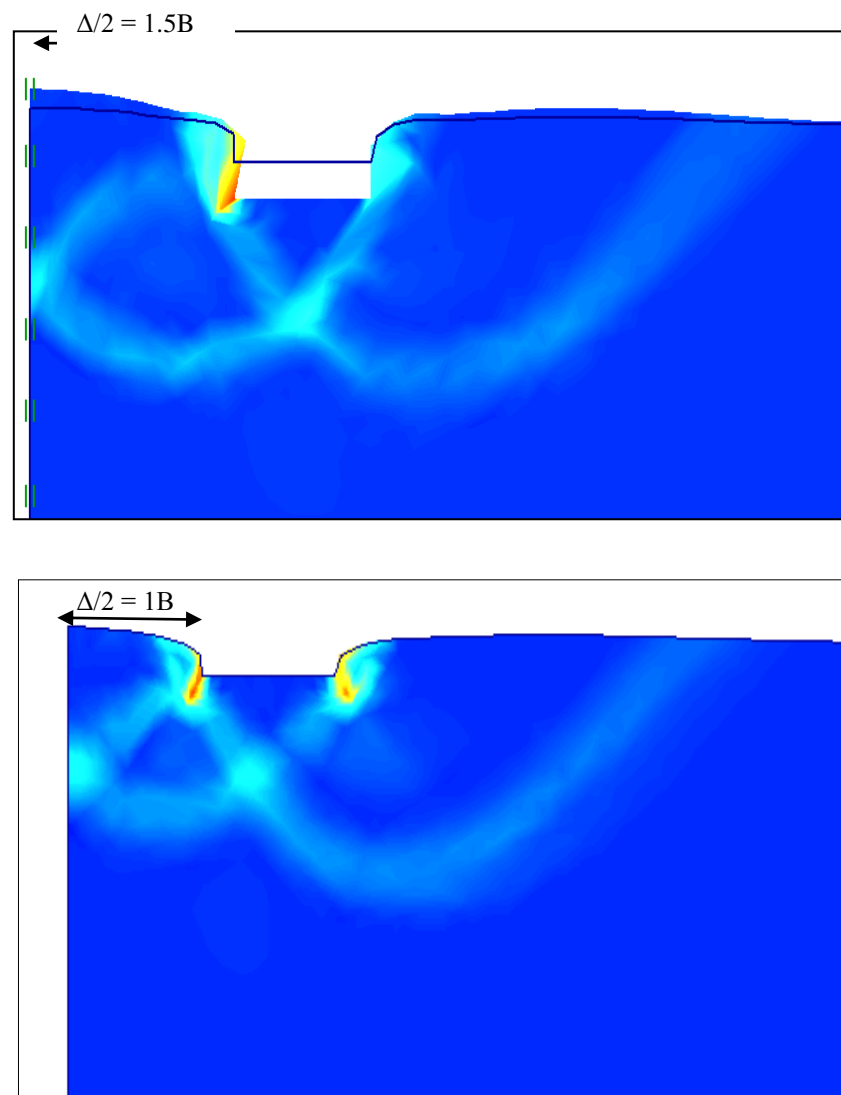


Figure 5.18 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 3$ et 2 respectivement.

Dans le cas où $\Delta = \Delta_2 < \Delta_1$, on note qu'un chevauchement des zones passives situées entre les deux fondations commence à apparaître. Ceci est illustré sur la **figure (5.18)** pour laquelle $1.6 < \Delta_2 < 4$.

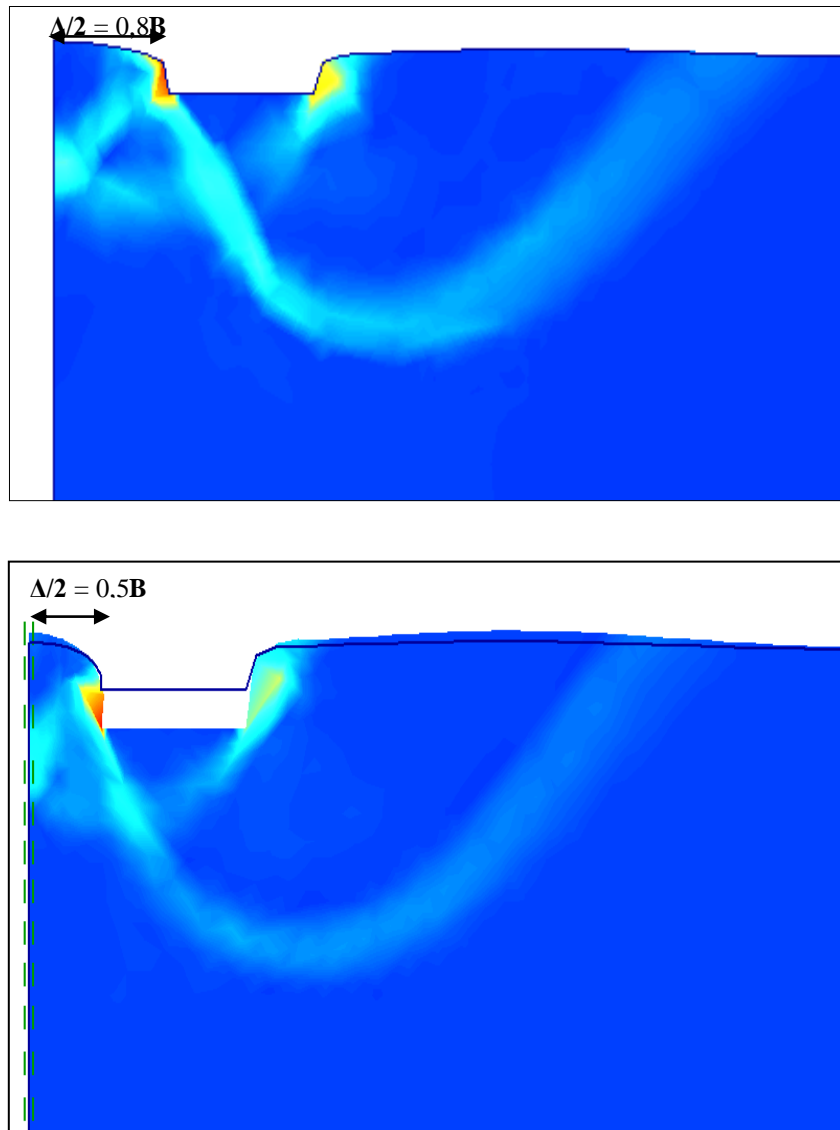
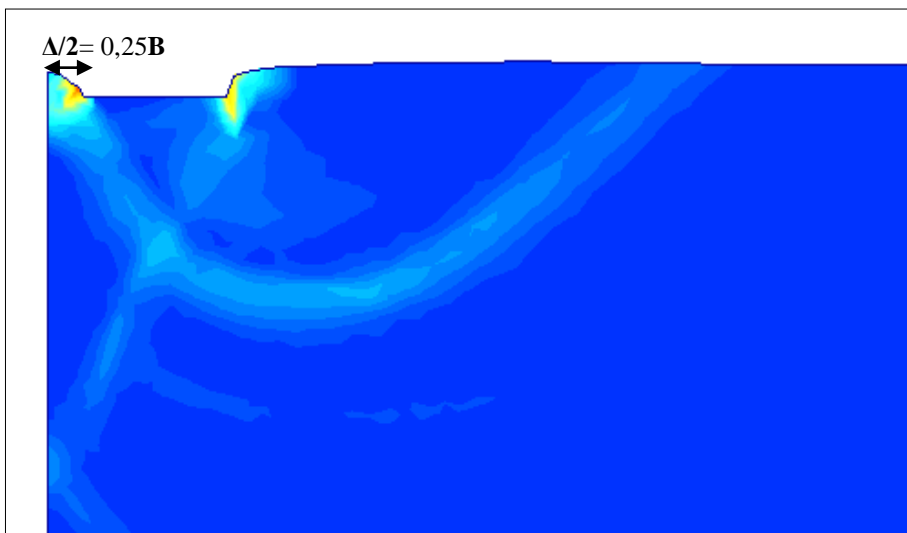
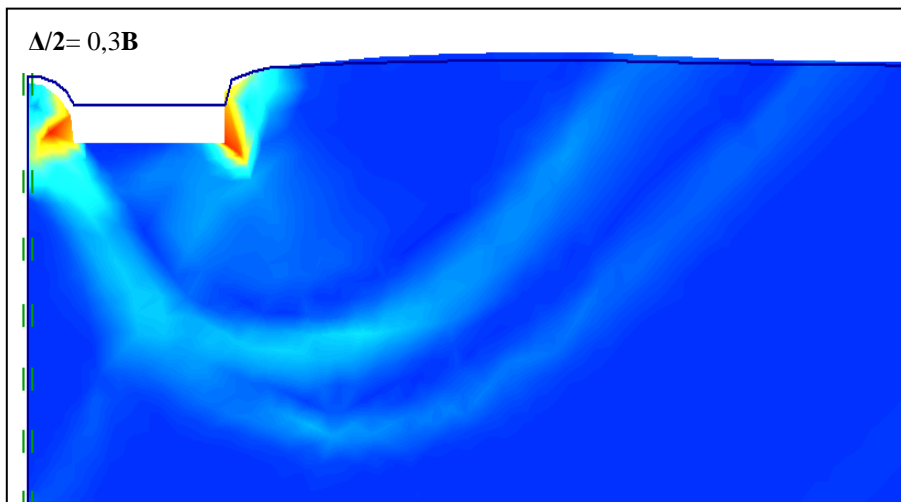
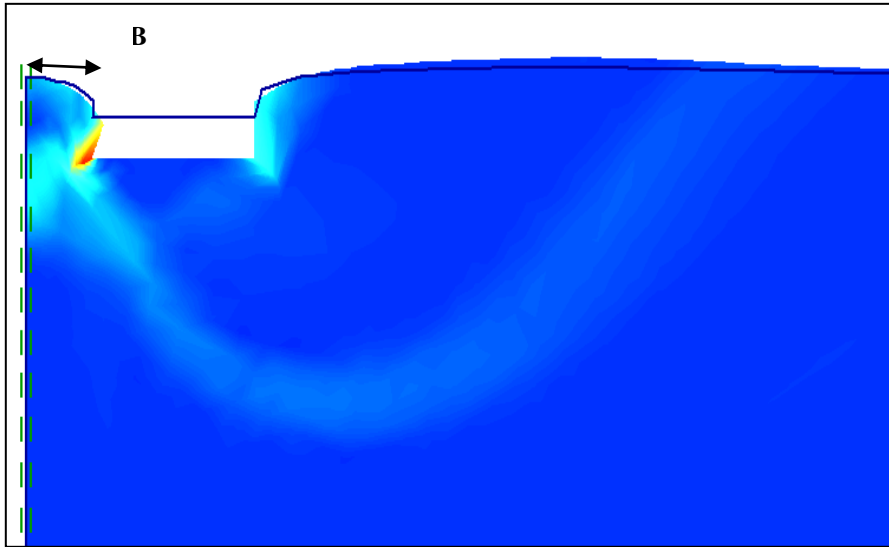


Figure 5.19 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 1.6$ et 1 respectivement.

La **figure (5.19)** représente également un cas de chevauchement des surfaces de rupture. Ce cas correspondant à celui de la **figure 3.4(c)** et a lieu pour : $\Delta = \Delta_3 < \Delta_2 = 2$.



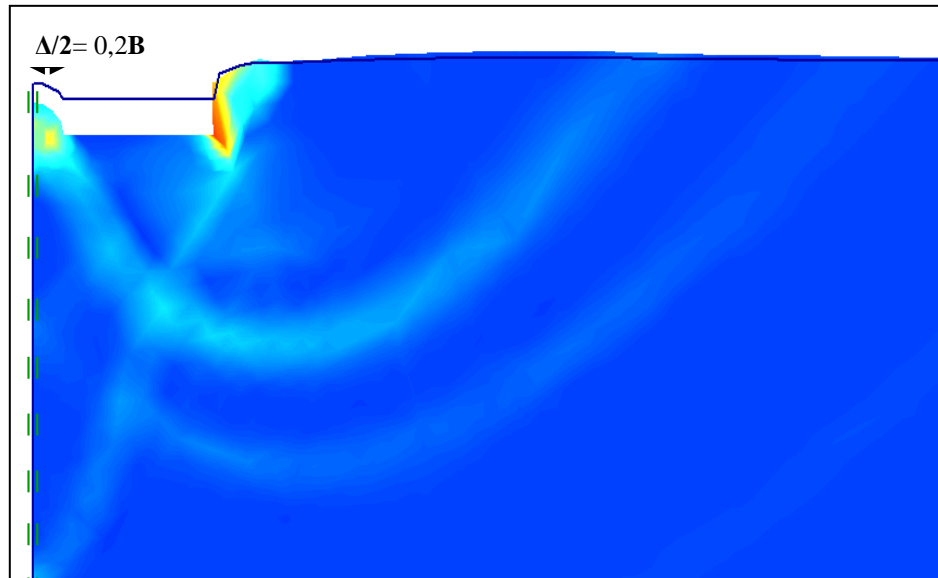


Figure 5.20 Mécanismes de rupture pour $\Delta/B = 0.8, 0.6, 0.5$ et 0.4 respectivement.

Comme illustre sur la **figure (5.20)** lorsque la distance entre les deux fondations est très petite ou nulle, le comportement est alors analogue à celui d'une seule fondation de largeur $2B + \Delta$.

Le mécanisme de rupture observé pour un sol renforcé est représenté sur la **figure (5.21)**.

On remarque que 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. Ce qui correspond à un mécanisme de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature pour les fondations isolées qui est l'effet de membrane (**figure 2.13**). 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.

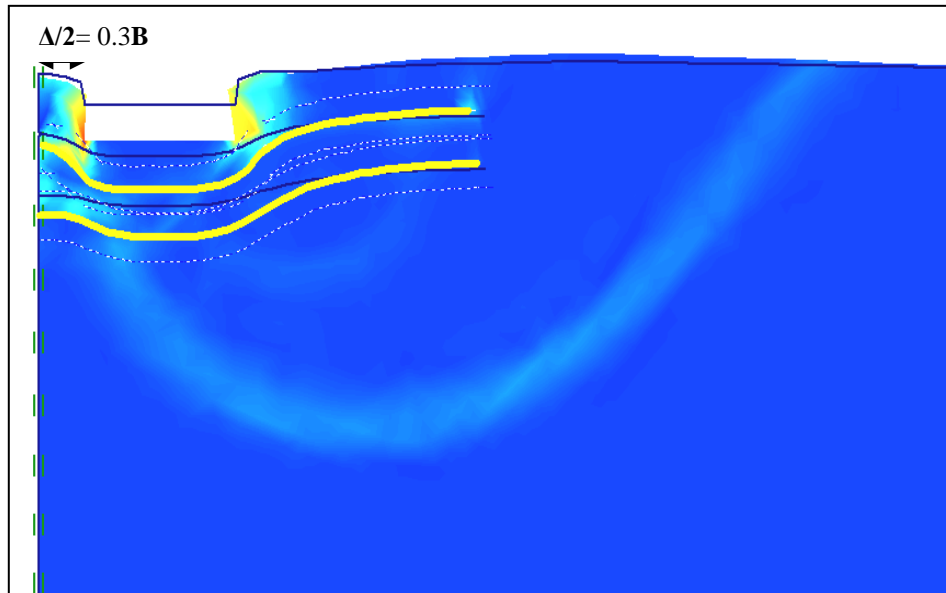


Figure 5.21 Mécanisme de rupture pour $\Delta/B = 0.6$.

V.4.2 Analyse du facteur d'interférence ($\zeta\gamma$)

D'après Ghazavi et Lavasan(2008), pour évaluer la capacité portante d'une fondation interférente dans un sol non renforcé et renforcé, les facteurs d'interférence $\zeta\gamma$ correspondant à chaque cas sont définis respectivement comme suit :

Dans le cas où le sol n'est pas renforcé.

$$\zeta\gamma = \frac{q_{u_{int}(\text{non renforcé})}}{q_{u_{isolée}(\text{non renforcé})}}$$

Dans le cas où le sol est renforcé.

$$\zeta\gamma = \frac{q_{u_{int}(\text{renforcé})}}{q_{u_{isolée}(\text{non renforcé})}}$$

Où :

$q_{u_{int}(\text{non renforcé})}$: Capacité portante ultime d'une fondation interférente sur un sable non renforcé

$q_{u_{int}(\text{renforcé})}$: Capacité portante ultime d'une fondation interférente sur un sable renforcé

$q_{u_{isolée}(\text{non renforcé})}$: Capacité portante ultime d'une fondation isolée sur un sable non renforcé

Dans ce que suit l'objectif est de simuler raisonnablement l'effet d'interférence de deux semelles étroitement espacée au moyen d'analyses numériques en utilisant le code Plaxis. Les calculs portent sur l'influence des paramétriques suivantes:

- Espacement entre les deux fondations.
- Angle de frottement interne.
- Paramètres géotechniques des éléments de renforcement.

Le **tableau 5.1** présente le programme d'essais réalisés.

Séries	Paramètres constants	Paramètres variables
1 à 4 Annexe A	$u/B=h/B= 0.3$ $L_x/B= 1.5$	$\varphi = 25^\circ \rightarrow 40^\circ$ $\Delta/B= 0 \rightarrow 8$
1 à 3 Annexe B	$u/B=h/B= 0.3$ $L_x/B= 1.5$	$N = 0 \rightarrow 2$ $\Delta/B= 0 \rightarrow 8$
1 à 4 Annexe C	$u/B= 0.3$ $h/B= 0.3$	$L_x/B = 0.5 \rightarrow 2$ $N= 1 \rightarrow 2$ $\Delta/B= 0 \rightarrow 8$
1 à 4 Annexe D	$h/B= 0.3$ $L_x/B= 1.5$	$u/B= 0.2 \rightarrow 0.5$ $N= 1 \rightarrow 2$ $\Delta/B = 0 \rightarrow 8$
1 à 4 Annexe E	$N=2, u/B= 0.3$ $L_x/B= 1.5$	$h/B= 0.2 \rightarrow 0.5$ $\Delta/B= 0 \rightarrow 8$

Tableau 5.1 Programme d'essais réalisés.

Les tableaux qui suivent illustrent les valeurs du facteur d'interférence ($\zeta\gamma$) en fonction des paramètres précédemment mentionnés.

$\frac{\Delta/B}{\phi}$	0	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	6	8
25°	1.19	1.37	1.27	1.11	1.08	1.05	1.03	1.03	1.00	1.00
30°	1.24	1.40	1.43	1.27	1.18	1.06	1.02	1.01	1.00	1.00
35°	1.22	1.46	1.52	1.54	1.42	1.07	1.03	1.01	1.00	1.00
40°	1.21	1.50	1.60	1.63	1.67	1.29	1.15	1.04	1.02	1.01

Tableau 5.2 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de ϕ et Δ/B .

$\frac{\Delta/B}{N}$	0	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	6	8
N=0	1.26	1.50	1.58	1.56	1.46	1.10	1.06	1.03	1.03	1.03
N=1	1.43	1.70	1.78	1.74	1.73	1.53	1.37	1.28	1.24	1.27
N=2	1.55	1.85	1.86	1.90	1.95	1.90	1.70	1.60	1.53	1.54

Tableau 5.3 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de N et Δ/B .

$\frac{\Delta/B}{L_x/B}$	0	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	6	8	
0.5	N=1	1.33	1.64	1.67	1.64	1.58	1.41	1.31	1.25	1.22	1.25
	N=2	1.50	1.79	1.83	1.84	1.85	1.74	1.62	1.56	1.52	1.52
1	N=1	1.33	1.67	1.72	1.70	1.63	1.46	1.32	1.26	1.24	1.26
	N=2	1.53	1.82	1.84	1.88	1.89	1.83	1.68	1.58	1.53	1.53
1.5	N=1	1.43	1.70	1.78	1.74	1.73	1.53	1.37	1.28	1.24	1.27
	N=2	1.55	1.85	1.86	1.90	1.95	1.90	1.70	1.60	1.53	1.54
2	N=1	1.42	1.70	1.77	1.73	1.72	1.52	1.37	1.28	1.29	1.29
	N=2	1.55	1.84	1.86	1.89	1.93	1.88	1.68	1.60	1.57	1.56

Tableau 5.4 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de L_x/B et Δ/B .

Δ/B u/B		0	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	6	8
		0.2	N=1	1.37	1.66	1.65	1.64	1.61	1.43	1.34	1.22
	N=2	1.54	1.86	1.84	1.87	1.95	1.75	1.61	1.57	1.53	1.54
0.3	N=1	1.42	1.70	1.78	1.74	1.73	1.53	1.37	1.28	1.24	1.27
	N=2	1.55	1.85	1.86	1.90	1.95	1.90	1.70	1.60	1.53	1.54
0.4	N=1	1.41	1.58	1.70	1.73	1.66	1.45	1.34	1.26	1.25	1.26
	N=2	1.53	1.75	1.82	1.81	1.86	1.72	1.63	1.52	1.53	1.53
0.5	N=1	1.37	1.64	1.65	1.68	1.64	1.40	1.32	1.19	1.18	1.18
	N=2	1.47	1.77	1.78	1.82	1.80	1.70	1.61	1.51	1.54	1.52

Tableau 5.5 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de u/B et Δ/B .

Δ/B h/B		0	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	6	8
		0.2	N=2	1.54	1.82	1.82	1.83	1.85	1.74	1.65	1.54
0.3	N=2	1.57	1.84	1.86	1.90	1.95	1.90	1.70	1.60	1.53	1.54
0.4	N=2	1.54	1.84	1.87	1.88	1.87	1.87	1.64	1.54	1.52	1.52
0.5	N=2	1.51	1.84	1.86	1.85	1.86	1.84	1.62	1.56	1.53	1.53

Tableau 5.6 Résumé des résultats en termes de $\zeta\gamma$ en fonction de h/B et Δ/B .

V.4.2.1 Influence de l'angle de frottement interne

Pour étudier l'influence de l'angle de frottement interne sur la capacité portante, 40 essais numériques ont été effectués. La variation de $\zeta\gamma$ en fonction de l'espacement entre les deux fondations non renforcées avec une variation de l'angle de frottement ϕ dans le domaine 25° - 40° est indiquée sur la **figure (5.22)**.

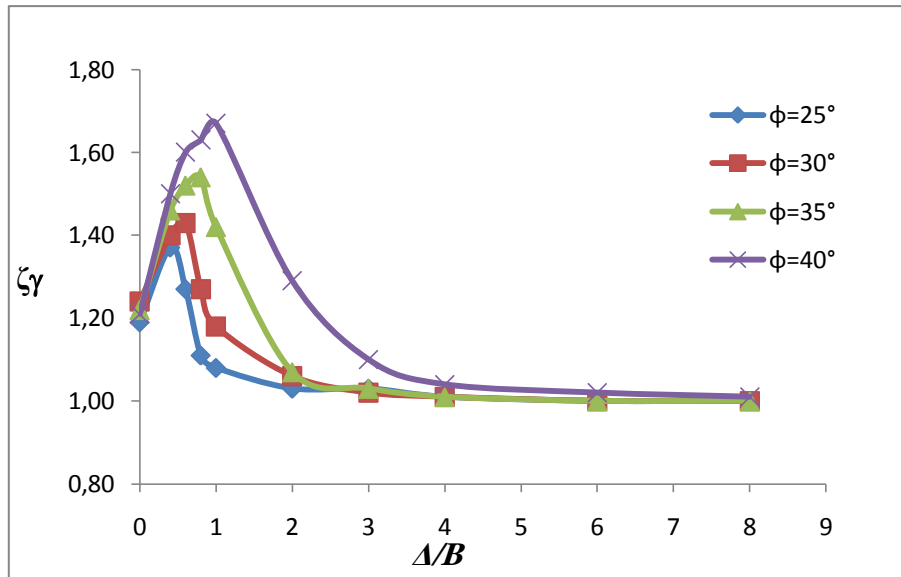


Figure 5.22 Variation de $\zeta\gamma$ en fonction de Δ/B avec une variation de l'angle de frottement ϕ (25° - 40°).

En examinant cette figure, on constate que l'augmentation du facteur d'interférence $\zeta\gamma$ est proportionnelle à l'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ . On peut noter que la tendance des facteurs d'interférences est similaire à celle prédite par la théorie de Stuart (1962) mais il y a une grande variation dans les amplitudes entre la théorie et les résultats numériques, (voir **figure (3.6)**).

V.4.2.2 Influence des paramètres géométriques

Dans cette section, des études paramétriques sont effectuées afin de refléter la réaction des semelles interférentes renforcées, en utilisant la géométrie et les paramètres définis dans la **Figure (5.1)**. Pour simplifier la représentation des résultats, nous utiliserons les paramètres sans dimensions u/B , d/B , L_x/B , h/B et Δ/B .

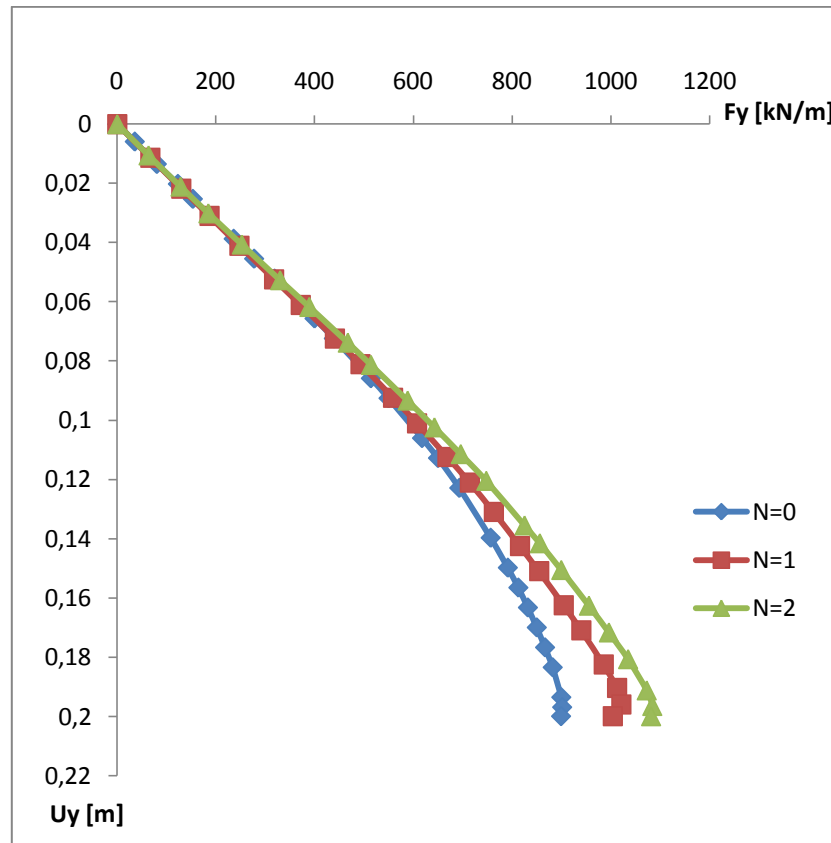


Figure 5.23 Courbes chargements-déplacements ($u/B=h/B= 0.3$, $L_x= 1.5$, $A/B= 0$)

Des analyses numériques ont été effectuées sur l'interférence des fondations filantes rigide placées sur un sable non renforcé et renforcé avec une ou deux nappes de géogridde. La **figure (5.23)** montre les courbes chargements-déplacements obtenues pour un sable non renforcé et renforcé avec 1 et 2 nappes de géogrilles. La capacité portante ultime de la fondation non renforcé est égale approximativement à **900kN/m**; pour les fondations renforcées avec une et deux nappes de géogrilles, elles sont por valeurs **1020 et 1090 kN/m**, respectivement.

1) Effet de N

La **figure (5.24)** illustre la variation de ζ_γ en fonction de A/B pour les semelles non renforcé et renforcé avec une ou deux nappes de géogridde. On remarque que lorsque il n' ya pas de renforcement la valeur maximale ζ_γ correspondante à $A/B \approx 0.6$, pour une nappe de renforcement $(\zeta_\gamma)_{\max} \approx 1.8$ pour $A/B=0.6$, et pour deux nappes de renforcement $(\zeta_\gamma)_{\max} \approx 2$ pour $A/B=1$. Lorsque les deux semelles sont suffisamment éloignées l'une de l'autre, le facteur d'interférence ne tend pas vers l'unité. Ceci

signifie que le renforcement du sol a un effet significatif sur la capacité portante ultime.

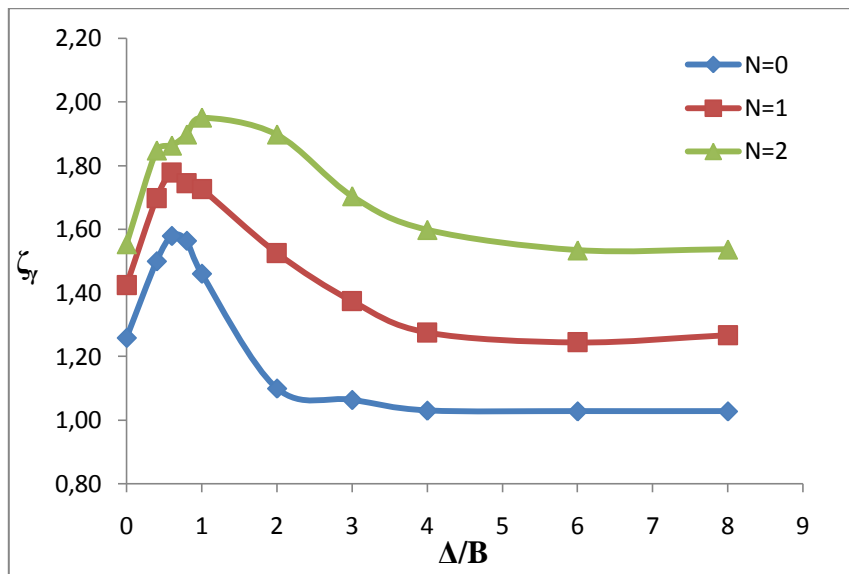


Figure 5.24 variation de ζ_γ en fonction Δ/B pour la variable N ($u/B=h/B=0.3$, $L_x/B=1.5$).

2) Effet de L_x

La **figure (5.25)** représente la variation de ζ_γ en fonction de Δ/B pour différentes valeurs de L_x/B et pour une et deux nappes de géogrilles. que ce soit pour $N=1$ ou $N=2$ la forme des courbes diffère pour $0 \leq \Delta/B \leq 1$. $(\zeta_\gamma)_{\max}$ est atteint pour $\Delta/B = 0.6$ lorsque $N=1$, et pour $N=2$, il est atteint pour $\Delta/B = 1$. On remarque que l'augmentation de la largeur des géogrilles entraîne une augmentation du facteur d'interférence en particulier lorsque Δ/B est compris entre 1 et 3. en dehors de cet intervalle, il n'y a pas une augmentation importante. En outre, pour une valeur donnée de L_x/B , ζ_γ augmente lorsque le nombre de nappes de renforcement passe de une à deux.

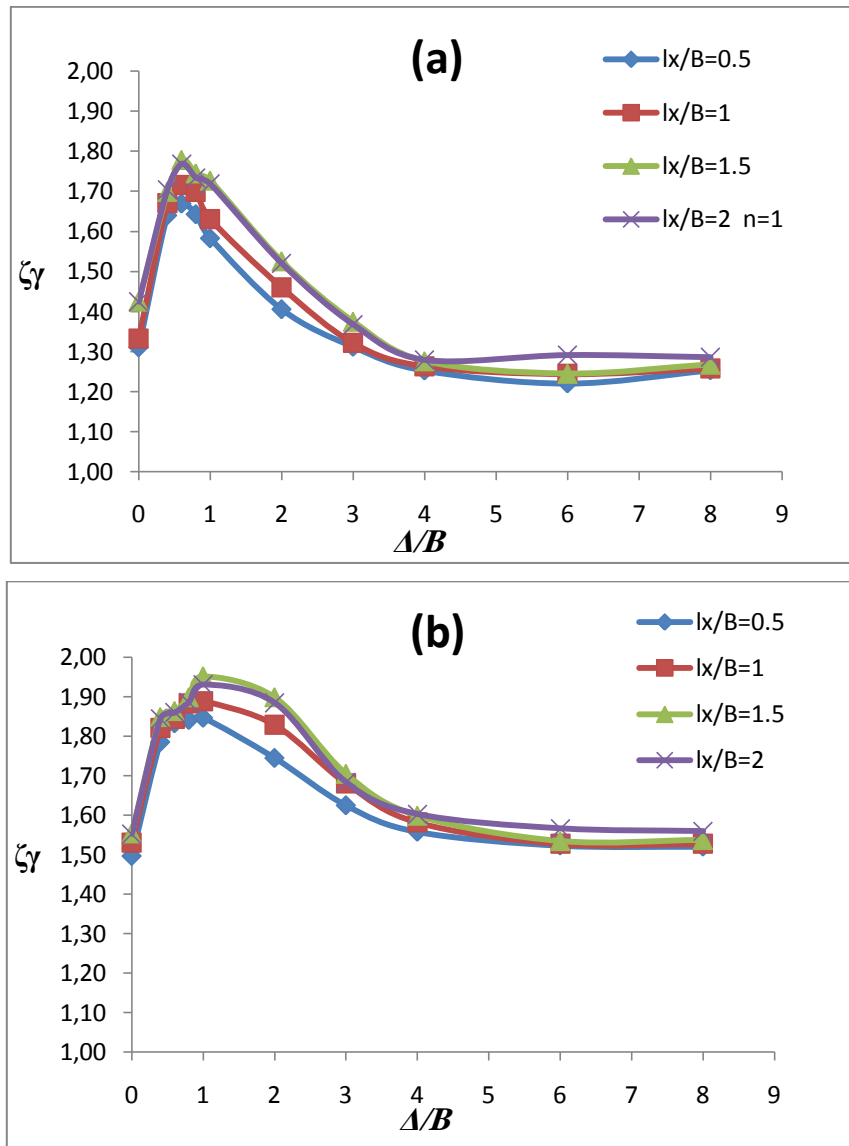


Figure 5.25 Variation de ζ_γ en fonction de Δ/B avec variation de N , L_x/B : (a) $N=1$, $u/B=0.3$; (b) $N=2$, $u/B=h/B=0.3$.

3) Effet de u/B

La variation de ζ_γ en fonction de Δ/B pour différentes profondeurs de la première nappe de renforcement est montrée sur la **Figure (5.26)**. Pour une seule nappe de renforcement, la valeur maximale de ζ_γ correspond à $u/B=0,3$ et pour un sable renforcée avec deux nappes de géogrille, le maximum ζ_γ obtenu correspond à $u/B=0,3$ également.

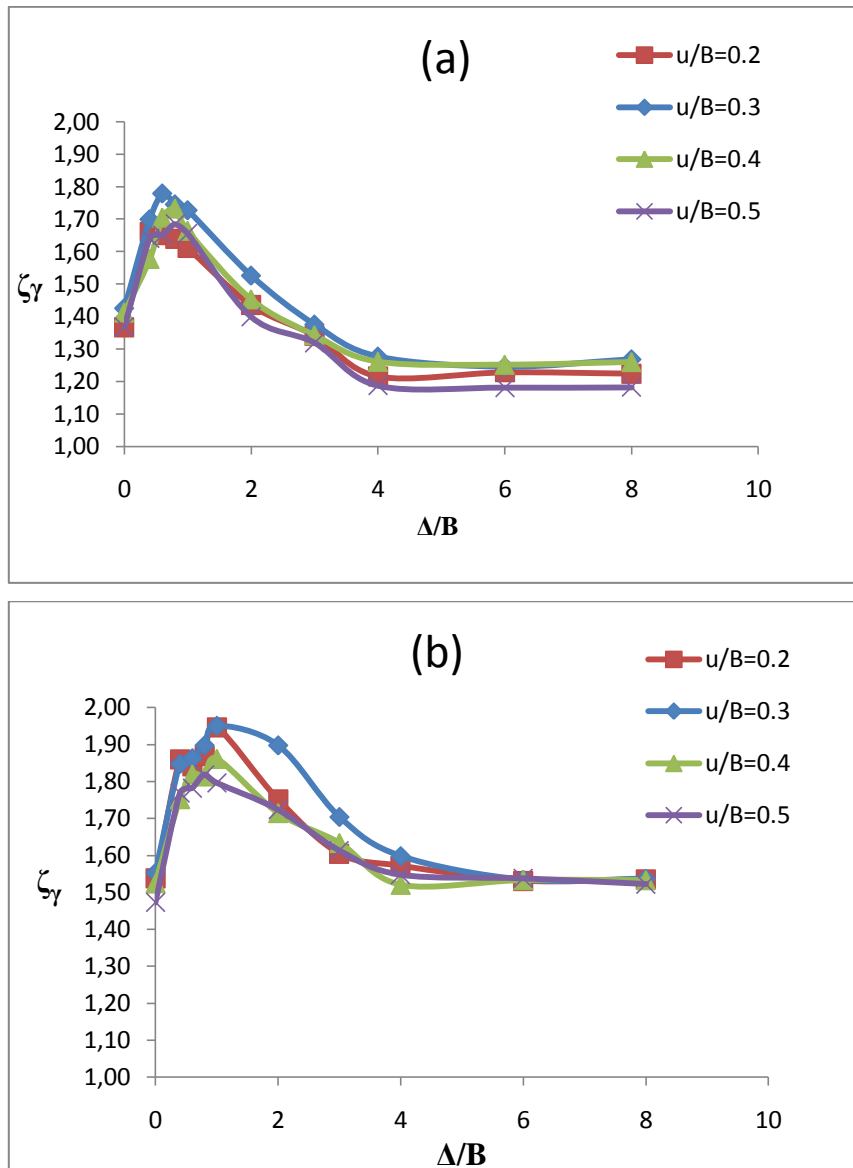


Figure 5.26 Variation de ζ_γ en fonction de Δ/B avec variation de N , u/B : (a) $N=1$, $L_x/B=1.5$; (b) $N=2$, $L_x/B=1.5$, $h/B=0.3$.

4) Effet de h/B

La variation de ζ_γ en fonction du rapport Δ/B pour $N=2$ et diverses valeurs de h/B est illustrée dans la **Figure (5.27)**. Comme le montrent les **Figures (de 5.23 à 5.26)**, pour $0 \leq \Delta/B \leq 1$, la capacité portante ultime des deux semelles filantes étroitement espacées augmente. Pour $1 \leq \Delta/B \leq 4$, le facteur d'interférence diminue avec une augmentation du rapport d'espacement. Enfin, pour $\Delta/B \geq 4$, la capacité portante reste constante. Cela signifie que pour un rapport d'espacement supérieur à $4B$, aucun effet d'interférence n'a été observé et chaque semelle agit comme une seule semelle.

Les deux nappes de renforcement entraînent une amélioration importante dans le cas où h est égale à $0.3B$.

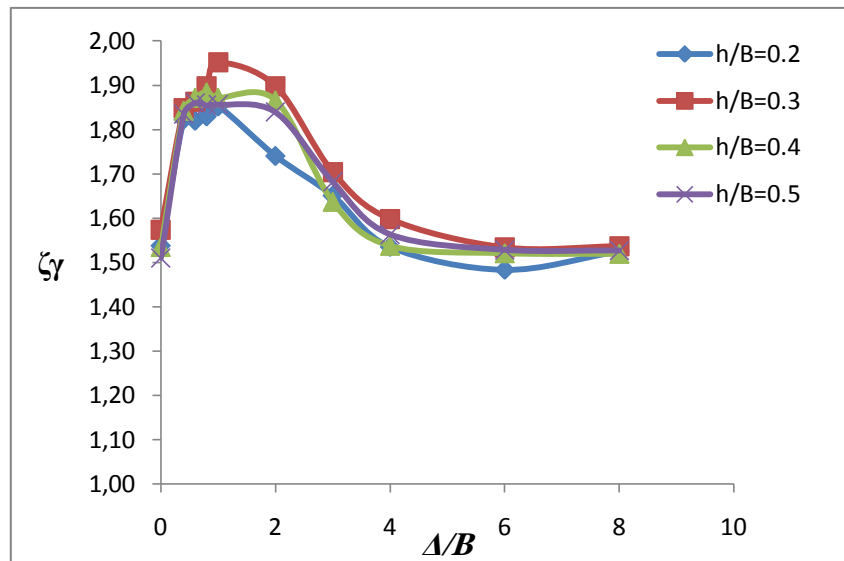


Figure 5.27 Variation de $\zeta\gamma$ en fonction de Δ/B avec variation de h/B ($N=2$, $L_x/B=1.5$, $u/B=0.3$).

5) Discussion et interprétation des résultats

Comme on le voit dans la **Figure (5.24)**, quand on utilise un renforcement par géogrilles la capacité portante de la semelle augmente. Les résultats dans les **figures (5.24-27)** indiquent que lorsque les rapports de distance varient entre $0 \leq \Delta/B \leq 1$, un "blocage" se produit dans le sol entre les deux semelles étroitement espacées. À cet espacement, le sol entre les deux semelles forme un arc inversé et le système combiné se déplace alors vers le bas lors du chargement. Ce phénomène permet à la capacité portante d'augmenter de manière significative. En augmentant Δ/B de 1 à 4, $\zeta\gamma$ diminue. Au-delà de $\Delta/B \sim 4.5$, l'effet d'interférence disparaît. En conséquence, pour un rapport d'espacement supérieur à 4.5, chacune des semelles agit comme une semelle isolée et l'effet d'interférence sur la capacité portante est éliminé.

V.4.2.3 Détermination des paramètres critiques

Dans la conception pratique, la distance entre les semelles étroitement espacées est normalement déterminée par des exigences architecturales. Dans cette section, on détermine le nombre de nappes de renforcement requis pour une meilleure capacité

portante. On essaye de présenter des courbes à partir des paramètres géométriques de la géogrille pour déterminer les paramètres critiques.

- **Largeur de la nappe de géogrille (L_x/B = le rapport de l'extension de renforcement à partir du coin de fondation)**

Il est nécessaire de calculer d'abord la valeur de ζ_y . En considérant la capacité portante recherchée, ensuite on détermine le rapport de l'extension de renforcement à partir de l'extrémité de la fondation à l'aide de la **Figure (5.28)**, qui est basée sur l'existence d'une ou deux nappes de renforcement. Il peut être vu que pour une semelle renforcée par une nappe de géogrille, ζ_y augmente presque linéairement avec l'augmentation du rapport L_x/B de 0.5 à 1.5. Au delà ζ_y reste constant. Pour $A/B=4$, L_x/B n'a aucun effet. Pour $N = 2$, ζ_y augmente avec l'augmentation de L_x/B pour $A/B=0$ et 2. La valeur critique de L_x/B est $(L_x/B)_{cr} = 1.5$, au-delà duquel l'effet de la largeur du renforcement sur l'amélioration de la capacité portante des semelles interférentes est pratiquement négligeable.

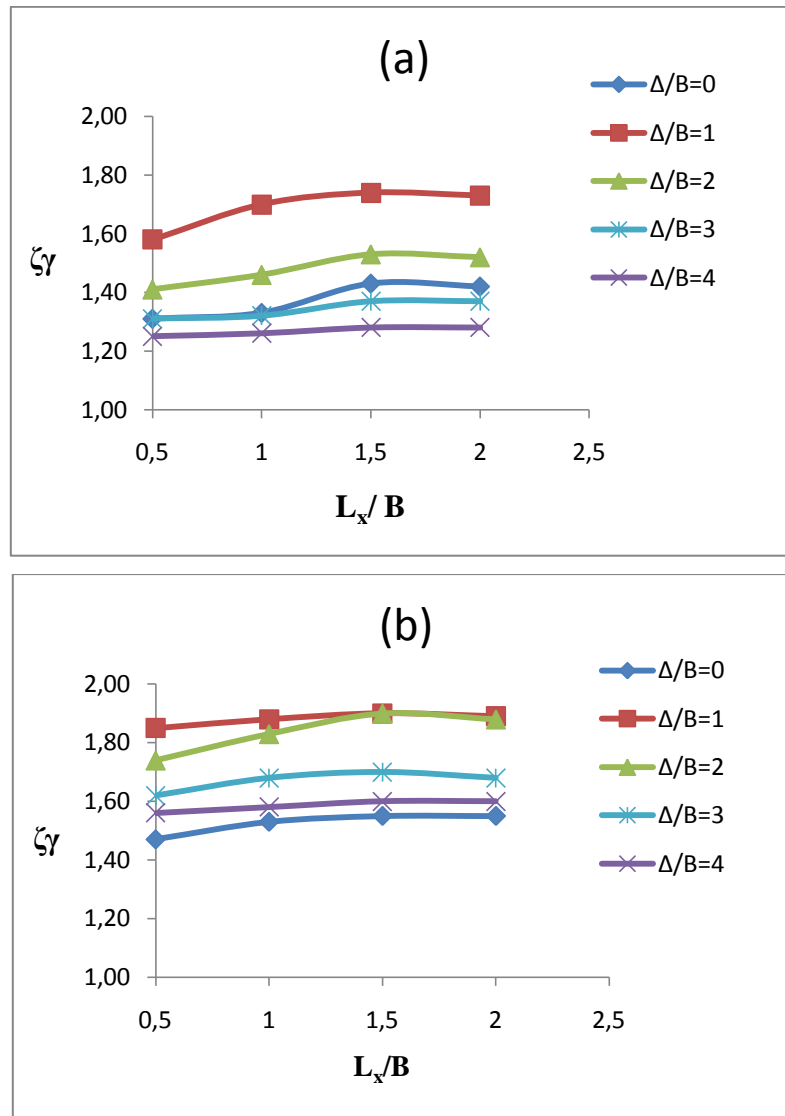


Figure 5.28 Variation de $\zeta\gamma$ en fonction de L_x/B avec variation de Δ/B pour:(a) $N=1$, $u/B = 0.3$;(b) $N=2$, $u/B = h/B = 0.3$.

- **Profondeur de la première nappe de géogrille**

Les courbes présentées dans cette section permettent d'évaluer la profondeur adéquate de la première nappe de géogrille et à déterminer sa valeur critique. Les résultats dans le cas d'un renforcement avec une seule nappe ou deux nappes de géogrilles sont représentés dans les **Figures (5.29) (a) et (b)**. Il est évident que les plus importantes valeurs de $\zeta\gamma$ ont été obtenues à un rapport de profondeur u/B d'environ 0.3.

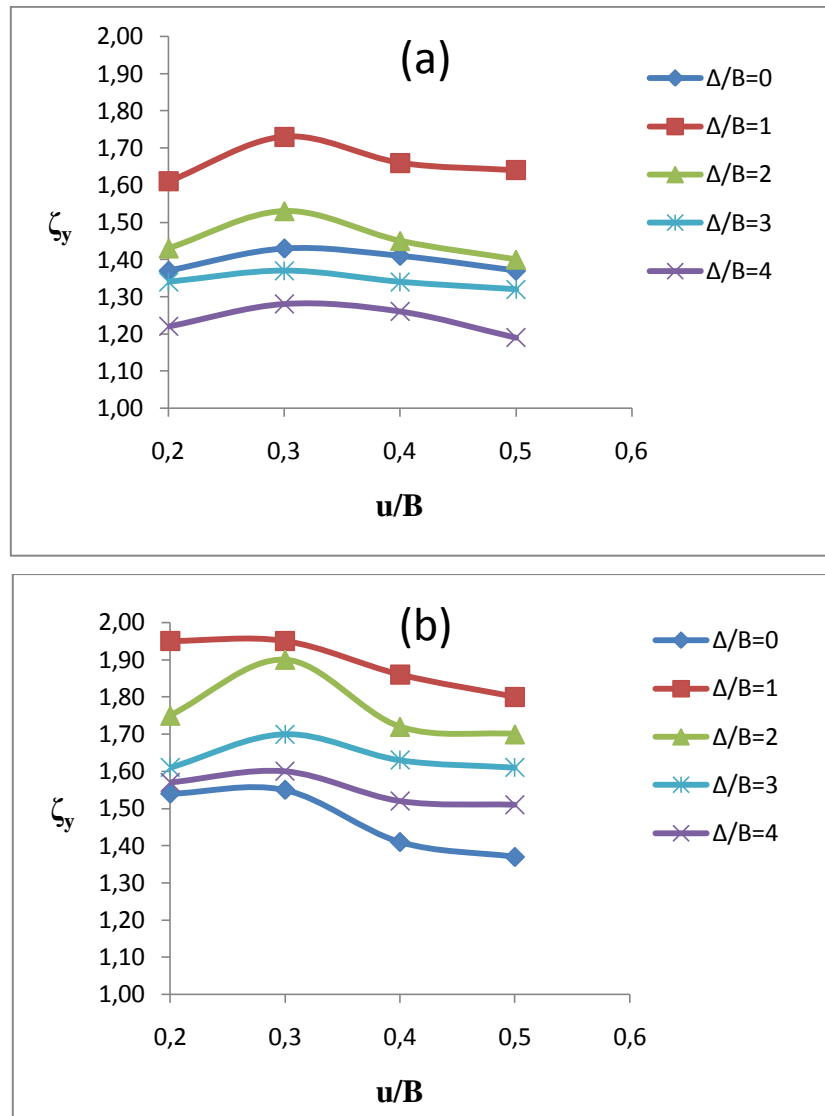


Figure 5.29 Variation de ζ_y en fonction de u/B avec variation de Δ/B pour:(a) $N=1, L_x/B=1.5$;(b) $N=2, L_x/B=1.5, h/B=0.3$.

- **Distance entre les nappes de géogrilles**

La dernière série de courbes présente les effets du rapport de distance entre les nappes de géogrille sur le facteur d'interférence. Pour cela, nous avons effectué des calculs en fixant les valeurs de u/B à 0.3 et L_x/B à 1.5 pour deux nappes de renforcement. Les variations de ζ_y en fonction de h/B sont indiquées sur la **Figure (5.30)** pour différentes valeurs de Δ/B . On remarque que quelque soit la valeur de Δ/B , le facteur d'interférence maximal correspond à $h/B=0.3$

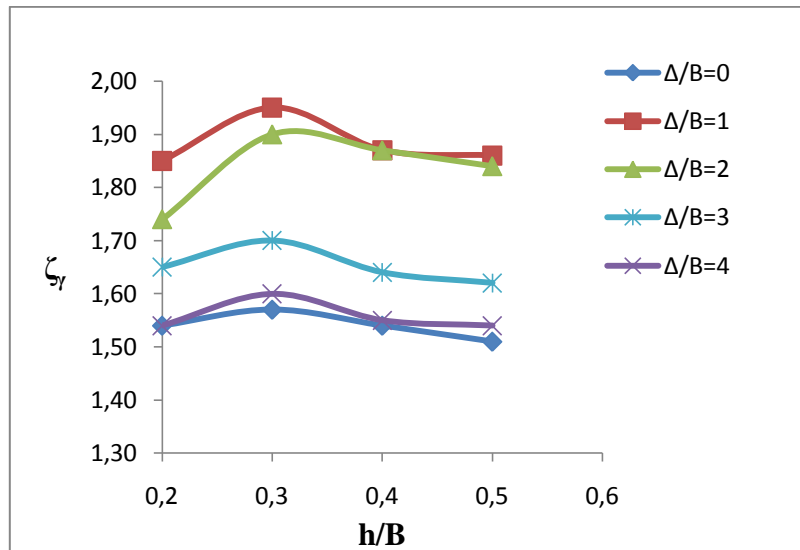


Figure 5.30 Variation de $\zeta\gamma$ en fonction de h/B avec variation de Δ/B pour $N=2$, $L_x/B=1.5$, $u/B=0.3$.

Le **Tableau 5.7** présente les variables qui permettent d'atteindre une capacité portante maximale lorsqu'une seule nappe de renforcement est utilisée. Les résultats pour deux nappes de renforcement sont présentés dans **tableau 5.8**. Comme on peut le constater lorsque la largeur de la géogridde L_x est de $1.5B$ et la profondeur de la première couche de renforcement est d'environ $0.3B$ sous la semelle, la capacité portante de deux semelles filantes augmente d'environ $1.74 q_u$ (isolée, non renforcée).

Le **tableau 5.8** montre que l'utilisation de deux nappes de géogridde pour $u/B = 0.3$, $h/B=0.3$, et $L_x/B=1.5$ permet à la capacité portante d'augmenter presque deux fois par rapport à celle d'une fondation isolée et non renforcée de même largeur.

Les figures utilisées	Le paramètre critique	Les paramètres constants	Le facteur d'interférence
Figure 5.15(a)	$L_x/B=1.5$	$u/B = 0.3$	$\zeta\gamma = 1.74$
Figure 5.16(a)	$u/B = 0.3$	$L_x/B=1.5$	$\zeta\gamma = 1.73$

Tableau 5.7 les résultats obtenues pour ($N=1$, $\Delta/B=1$).

Les figures utilisées	Le paramètre critique	Les paramètres constants	Le facteur d'interférence
Figure 5.15(b)	$L_x/B=1.5$	$u/B = 0.3 \quad h/B=0.3$	$\zeta\gamma = 1.92$
Figure 5.16(b)	$u/B = 0.3$	$L_x/B=1.5 \quad h/B=0.3$	$\zeta\gamma = 1.95$
Figure 5.17	$h/B=0.3$	$L_x/B=1.5 \quad u/B=0.3$	$\zeta\gamma = 1.95$

Tableau 5.8 les résultats obtenues pour ($N=2, A/B=1$).

V.5 Comparaison et validation des résultats obtenus

Pour valider les résultats obtenus par le code Plaxis pour le cas d'un sol non renforcé, ces derniers ont été comparés avec les résultats des analyses numériques (FLAC^{3D}) qui ont été obtenus par Ghazavi et Lavasan(2008), l'analyse théorique de Stuart (1962), et les essais expérimentaux de Das et Larbi - Cherif (1983a, b) qui sont présentés sur **La figure 5.31**.

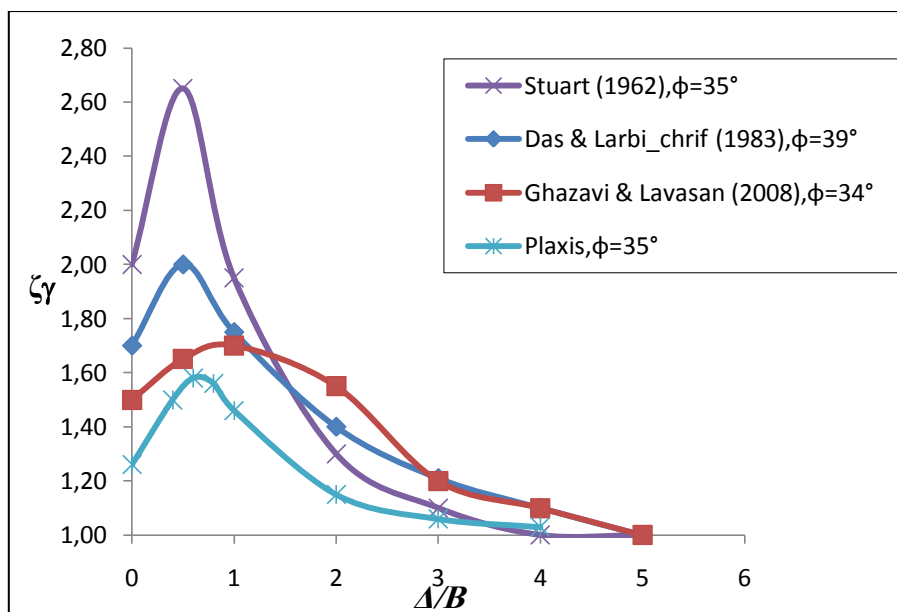


Figure 5.31 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et théoriques pour l'interférence de deux fondations filantes sur un sol non renforcé.

Il en ressort que la tendance générale des variations de facteur d'interférence trouvés lors de cette étude est similaire à celles prédites par les autres études, mais il y a une grande variation dans les amplitudes entre la théorie et les résultats expérimentaux et numériques.

D'après cette figure, les résultats numériques concordent assez bien avec les résultats des essais expérimentaux.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les analyses numériques basées sur le code Plaxis ont été effectuées pour déterminer la capacité portante des semelles filantes interférentes qui sont construites à la surface d'un sable homogène renforcé par des géogrilles. L'analyse numérique a prouvé que la capacité portante de ces semelles est affectée par l'angle de frottement, la largeur des nappes de renforcement, la profondeur de la première couche de renforcement, la distance verticale entre les nappes de renforcement, et le nombre de nappes. En se basant sur les analyses effectuées dans cette étude, les conclusions générales suivantes peuvent être faites:

1. la capacité portante d'une semelle interférente est plus grande que celle d'une semelle isolée.
2. Les semelles rapprochées et renforcées avec des nappes de géogrille ont des facteurs d'interférences plus grands que les semelles rapprochées non renforcées. Ce phénomène devient plus important en augmentant le nombre de nappes de renforcement d'une à deux.
3. L'augmentation du facteur d'interférence $\zeta\gamma$ est proportionnelle à l'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ .
4. Pour $0 \leq \Delta/B \leq 1$, la capacité portante ultime de deux semelles filantes étroitement espacées augmente et Pour $1 \leq \Delta/B \leq 4$, le facteur d'interférence se baisse avec une augmentation de rapport d'espacement. Enfin, pour $\Delta/B \geq 4$, la capacité portante reste constante. Cela signifie que pour un rapport d'espacement supérieur à $4B$, aucun effet d'interférence n'a été observé et chaque semelle a agi comme une semelle isolée.
5. Le rapport de la largeur de renforcement $(L_x/B)_{cr}$, est d'environ 1,5 pour une et deux nappes de renforcement.
6. La profondeur critique du premier emplacement d'une nappe de géogrille, $(u/B)_{cr}$, est d'environ 0.3 pour $N=1$ et 2.
7. La valeur critique de d a été trouvée d'environ 0,6 pour deux nappes de renforcement.
8. D'après cette étude, les mécanismes de rupture dans les sables non renforcés sont en général similaires à ceux décrits par la théorie de Stuart(1962), et ceux

des sables renforcés correspondent à un mécanisme de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature pour les fondations isolées qui est l'effet de membrane.

Ce thème est vierge et rarement étudié et cette étude n'a pas pu toucher tous, Les recherches recommandées pourraient viser ce qui suit:

- Il serait intéressant de faire le même travail en utilisant le code de calcul FLAC^{2D}
- Réalisation d'un modèle expérimental pour la validation des résultats présentés dans cette étude.
- Il serait judicieux d'approfondir cette étude au cas des fondations étroitement espacées reposant sur un bicouche ou une argile.
- Étude de la capacité portante des sables de fondations renforcés par des géogrilles en tenant compte de la phase d'excavation.
- Étude du comportement des fondations filantes encastrées dans un sable c'est à dire ($D_f \neq 0$).
- Étude paramétrique visant à déterminer l'influence des paramètres suivants sur le facteur d'interférence:
 - La rigidité des nappes de renforcement.
 - L'encastrement de la fondation.
 - La largeur de la fondation.
 - L'inclinaison des fondations.
- L'effet d'interférence de trois fondations étroitement espacées ou plus.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Adams, M. T., and Collin, J.G.**, 1997. "Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 6672.
- Akinmusuru, J.O., and Akinbolade, J.A.**, 1981. "Stability of loaded footing on reinforced soil." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 107, No.6, pp. 819-827.
- Bera, A.K., Ghosh, A., and Ghosh, A.**, 2005. "Regression model for bearing capacity of a square footing on reinforced pond ash." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, No.3, pp. 261-285.
- 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.
- Binquet, J., and Lee, K. L .**, 1975b. "Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No.GT12, pp. 1257-1276.
- Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** PLAXIS version 8, validation manual, DELFT University of technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- Das, B.M ., Larbi-Cherif, S .**, 1983a. Bearing capacity of two closely spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations* 23 (1), 1–7.
- Das, B.M ., Larbi-Cherif, S .**, 1983b. Ultimate bearing capacity of closely spaced strip foundations. *TRB, Transportation Research Record* 945, 37–39.
- Das, B.M., Shin, E.C.**, 1999. Bearing capacity of strip footing on geogridreinforced sand. In: *Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong, Rotterdam, pp. 189–192.
- Das, B.M., and Omar, M.T.**, 1994. "The effects of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement." *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 12, pp. 133-141.
- Das, B.M., Shin, E. C ., and Omar, M.T.**, 1994. "The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid reinforced sand and clay – a comparative study." *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 12, No. 1, pp. 1-14.
- Document 1 d'une conférence ; Paris 17–19 novembre 2004 ; Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique.**

[Tapez un texte]

- Fragaszy, J.R ., and Lawton, E ., 1984.** “Bearing capacity of reinforced sand subgrades.” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No.10, pp. 1500-1507.
- Gabr, M. A ., Dodson, R ., and Collin, J. G ., 1998.** “A study of stress distribution in geogrid reinforced sand.” *Proceedings of geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems*, ASCE Geotechnical Special Publication, 76, pp. 62-76.
- Ghazavi. M, Lavasan.A.A / Geotextiles and Geomembranes 26 (2008) 404–415.**
- Ghosh, A., Ghosh, A., and Bera, A.K., 2005.** “Bearing capacity of square footing on pond ash reinforced with jute-geotextile.” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, No.2, pp. 144-173.
- Guido, V.A., Chang, D.K., and Sweeny, M.A., 1986.** “Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 435-440.
- Huang, C.C., and Tatsuoka, F., 1990.** “Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground.” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, pp. 51-82 .
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.D., Yen, S.C., 1992.** Bearing capacity of two closely-spaced strip foundation on geogrid-reinforced sand. In: Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement Practice, vol. 1, Fukuoka, Japan, pp. 619–624.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E., and Yen, S.C., 1993.** “The bearing capacity of a strip foundation on geogrid reinforced sand.” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, pp. 351-361.
- Kumar, A., Saran, S., 2003.** Closely spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 129 (7), 660–664.
- Kotke, N. Tatsuoka, F.Tanaka, T.Siddique,MSA et Huang, c.c** “*FEM Simulation of the bearing capacity of reinforced sand ground subjected to footing load.*” *Geosynthetics* vol 8, N6, pp 501-549.
- Krizek, R. J.,** Approximation for Terzaghi’s bearing capacity, *J.Soil Mech.Found. Div., ASCE*, 91(2), 146, 1965.
- Kurian, N.P., Beena, K.S., and Kumar, R.K., 1997.** “Settlement of reinforced sand in foundations.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No.9, pp. 818-827.
- Lee, K.M., Manjunath, V.R., and Dewaikar, D.M., 1999.** “Numerical and model studies of strip footing supported by a reinforced granular fill-soft soil system.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 793-806.

[Tapez un texte]

Lee, K.M., and Manjunath, V.R., 2000. “Experimental and numerical studies of geosynthetics reinforced sand slopes loaded with a footing.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 828-842.

Long N. T et Stefani C.; 1979 ; comportement des semelles sur un massif armé semi infini ; *Laboratoire centrales des ponts et chaussées Paris*.

Mc Gown A, Amdrawes K.Z, Kabir M.H. “Load-estention testing of geotextiles confined in soil.” C.R du 2^{ème} cong int. des géotextiles Las Vegas 1982.

Meyerhof, G.G., 1952. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique* 3 (2), 301–332.

Michalowski, R.L., April 2004. “Limit loads on reinforced foundation soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No.4, pp. 381-390.

Omar, M.T., Das, B.M., Yen, S.C., Puri, V.K., and Cook, E.E., 1993a. “Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand.” *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 16, No. 2, pp. 246-252.

Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., 1993b. Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal* 30, 545–549.

Patra, C.R., Das, B.M., and Atalar, C., 2005. “Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand.” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, pp. 454-462.

Pfeifle, T.W., and Das, B.M., 1979. “Model tests for bearing capacity in sand.” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105, pp. 1112-1116.

Qiming Chen ; 2007 ; an experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation ; These ; *B.S., Nanjing Architecture and Civil Engineering Institute, China*.

Sakti, J., and Das, B.M., 1987. “Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers.” *Transportation Research Record No. 1153, National Academy of Sciences*, Washington, D.C., pp. 40-45.

Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E.S., and Atalar, C., 2002. “Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand.” *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, pp. 169-180.

Stuart, J.G., 1962. Interference between foundations with special reference to surface footings in sand. *Geotechnique* 12 (1), 15–23.

Terzaghi, K.(1943), *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.

Vesic, A.S., 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, ASCE 99 (1), 45–73.

[Tapez un texte]

Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., and Saglamer, A., 1994. “Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand.” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No.12, pp. 2083-2099.

[Tapez un texte]

ANNEXES

Annexe A

Détail des essais pour déterminer l'influence de
 (φ) angle de frottement
 (Δ) espacement entre les fondations

Série	Code de l'essai	φ°	Δ/B	u/B	h/B	L_x/B
1	1- φ -1	$\varphi=25^\circ$	0	0.3	0.3	1.5
	1- φ -2		0.4	0.3	0.3	1.5
	1- φ -3		0.6	0.3	0.3	1.5
	1- φ -4		0.8	0.3	0.3	1.5
	1- φ -5		1	0.3	0.3	1.5
	1- φ -6		2	0.3	0.3	1.5
	1- φ -7		3	0.3	0.3	1.5
	1- φ -8		4	0.3	0.3	1.5
	1- φ -9		6	0.3	0.3	1.5
	1- φ -10		8	0.3	0.3	1.5
2	2- φ -1	$\varphi=30^\circ$	0	0.3	0.3	1.5
	2- φ -2		0.4	0.3	0.3	1.5
	2- φ -3		0.6	0.3	0.3	1.5
	2- φ -4		0.8	0.3	0.3	1.5
	2- φ -5		1	0.3	0.3	1.5
	2- φ -6		2	0.3	0.3	1.5
	2- φ -7		3	0.3	0.3	1.5
	2- φ -8		4	0.3	0.3	1.5
	2- φ -9		6	0.3	0.3	1.5
	2- φ -10		8	0.3	0.3	1.5
3	3- φ -1	$\varphi=35^\circ$	0	0.3	0.3	1.5
	3- φ -2		0.4	0.3	0.3	1.5
	3- φ -3		0.6	0.3	0.3	1.5
	3- φ -4		0.8	0.3	0.3	1.5
	3- φ -5		1	0.3	0.3	1.5
	3- φ -6		2	0.3	0.3	1.5
	3- φ -7		3	0.3	0.3	1.5
	3- φ -8		4	0.3	0.3	1.5
	3- φ -9		6	0.3	0.3	1.5
	3- φ -10		8	0.3	0.3	1.5
4	- φ -14	$\varphi=40^\circ$	0	0.3	0.3	1.5
	4- φ -2		0.4	0.3	0.3	1.5
	4- φ -3		0.6	0.3	0.3	1.5
	4- φ -4		0.8	0.3	0.3	1.5
	4- φ -5		1	0.3	0.3	1.5
	4- φ -6		2	0.3	0.3	1.5
	4- φ -7		3	0.3	0.3	1.5
	4- φ -8		4	0.3	0.3	1.5
	4- φ -9		6	0.3	0.3	1.5
	4- φ -10		8	0.3	0.3	1.5

[Tapez un texte]

Annexe B

Détail des essais pour déterminer l'influence de

(**N**) nombre de nappe de renforcement

(**Δ**) espacement entre les fondations

Série	Code de l'essai	<i>N</i>	Δ/B	u/B	h/B	L_x/B
1	1-N-1	<i>N</i> =0	0	0.3	0.3	1.5
	1-N-2		0.4	0.3	0.3	1.5
	1-N-3		0.6	0.3	0.3	1.5
	1-N-4		0.8	0.3	0.3	1.5
	1-N-5		1	0.3	0.3	1.5
	1-N-6		2	0.3	0.3	1.5
	1-N-7		3	0.3	0.3	1.5
	1-N-8		4	0.3	0.3	1.5
	1-N-9		6	0.3	0.3	1.5
	1-N-10		8	0.3	0.3	1.5
2	2-N-1	<i>N</i> =1	0	0.3	0.3	1.5
	2-N-2		0.4	0.3	0.3	1.5
	2-N-3		0.6	0.3	0.3	1.5
	2-N-4		0.8	0.3	0.3	1.5
	2-N-5		1	0.3	0.3	1.5
	2-N-6		2	0.3	0.3	1.5
	2-N-7		3	0.3	0.3	1.5
	2-N-8		4	0.3	0.3	1.5
	2-N-9		6	0.3	0.3	1.5
	2-N-10		8	0.3	0.3	1.5
3	3-N-1	<i>N</i> =2	0	0.3	0.3	1.5
	3-N-2		0.4	0.3	0.3	1.5
	3-N-3		0.6	0.3	0.3	1.5
	3-N-4		0.8	0.3	0.3	1.5
	3-N-5		1	0.3	0.3	1.5
	3-N-6		2	0.3	0.3	1.5
	3-N-7		3	0.3	0.3	1.5
	3-N-8		4	0.3	0.3	1.5
	3-N-9		6	0.3	0.3	1.5
	3-N-10		8	0.3	0.3	1.5

Annexe C

Détail des essais pour déterminer l'influence de

(L_x) distance entre les nappes de renforcement

(Δ) espacement entre les fondations

(N) nombre de nappes

Série	Code de l'essai	N	Δ/B	u/B	h/B	L_x/B
1	1- L_x -1	N=1	0	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -2		0.4	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -3		0.6	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -4		0.8	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -5		1	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -6		2	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -7		3	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -8		4	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -9		6	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -10		8	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -11	N=2	0	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -12		0.4	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -13		0.6	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -14		0.8	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -15		1	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -16		2	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -17		3	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -18		4	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -19		6	0.3	0.3	0.5
	1- L_x -20		8	0.3	0.3	0.5
2	2- L_x -1	N=1	0	0.3	0.3	1
	2- L_x -2		0.4	0.3	0.3	1
	2- L_x -3		0.6	0.3	0.3	1
	2- L_x -4		0.8	0.3	0.3	1
	2- L_x -5		1	0.3	0.3	1
	2- L_x -6		2	0.3	0.3	1
	2- L_x -7		3	0.3	0.3	1
	2- L_x -8		4	0.3	0.3	1
	2- L_x -9		6	0.3	0.3	1
	2- L_x -10		8	0.3	0.3	1
	2- L_x -11	N=2	0	0.3	0.3	1
	2- L_x -12		0.4	0.3	0.3	1
	2- L_x -13		0.6	0.3	0.3	1
	2- L_x -14		0.8	0.3	0.3	1
	2- L_x -15		1	0.3	0.3	1
	2- L_x -16		2	0.3	0.3	1
	2- L_x -17		3	0.3	0.3	1
	2- L_x -18		4	0.3	0.3	1

[Tapez un texte]

	2-L _x -19		6	0.3	0.3	1
	2-L _x -20		8	0.3	0.3	1
3	3-L _x -1	N=1	0	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -2		0.4	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -3		0.6	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -4		0.8	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -5		1	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -6		2	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -7		3	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -8		4	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -9		6	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -10		8	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -11	N=2	0	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -12		0.4	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -13		0.6	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -14		0.8	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -15		1	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -16		2	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -17		3	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -18		4	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -19		6	0.3	0.3	1.5
	3-L _x -20		8	0.3	0.3	1.5
4	4-L _x -1	N=1	0	0.3	0.3	2
	4-L _x -2		0.4	0.3	0.3	2
	4-L _x -3		0.6	0.3	0.3	2
	4-L _x -4		0.8	0.3	0.3	2
	4-L _x -5		1	0.3	0.3	2
	4-L _x -6		2	0.3	0.3	2
	4-L _x -7		3	0.3	0.3	2
	4-L _x -8		4	0.3	0.3	2
	4-L _x -9		6	0.3	0.3	2
	4-L _x -10		8	0.3	0.3	2
	4-L _x -11	N=2	0	0.3	0.3	2
	4-L _x -12		0.4	0.3	0.3	2
	4-L _x -13		0.6	0.3	0.3	2
	4-L _x -14		0.8	0.3	0.3	2
	4-L _x -15		1	0.3	0.3	2
	4-L _x -16		2	0.3	0.3	2
	4-L _x -17		3	0.3	0.3	2
	4-L _x -18		4	0.3	0.3	2
	4-L _x -19		6	0.3	0.3	2
	4-L _x -20		8	0.3	0.3	2

Annexe D

Détail des essais pour déterminer l'influence de
(**u**) distance entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement

(**Δ**) espacement entre les fondations

(**N**) nombre de nappes

Série	Code de l'essai	<i>N</i>	Δ/B	<i>u/B</i>	<i>h/B</i>	L_x/B
1	1-u-1	N=1	0	0.2	0.3	1.5
	1-u-2		0.4	0.2	0.3	1.5
	1-u-3		0.6	0.2	0.3	1.5
	1-u-4		0.8	0.2	0.3	1.5
	1-u-5		1	0.2	0.3	1.5
	1-u-6		2	0.2	0.3	1.5
	1-u-7		3	0.2	0.3	1.5
	1-u-8		4	0.2	0.3	1.5
	1-u-9		6	0.2	0.3	1.5
	1-u-10		8	0.2	0.3	1.5
	1-u-11	N=2	0	0.2	0.3	1.5
	1-u-12		0.4	0.2	0.3	1.5
	1-u-13		0.6	0.2	0.3	1.5
	1-u-14		0.8	0.2	0.3	1.5
	1-u-15		1	0.2	0.3	1.5
	1-u-16		2	0.2	0.3	1.5
	1-u-17		3	0.2	0.3	1.5
	1-u-18		4	0.2	0.3	1.5
	1-u-19		6	0.2	0.3	1.5
	1-u-20		8	0.2	0.3	1.5
2	2-u-1	N=1	0	0.3	0.3	1.5
	2-u-2		0.4	0.3	0.3	1.5
	2-u-3		0.6	0.3	0.3	1.5
	2-u-4		0.8	0.3	0.3	1.5
	2-u-5		1	0.3	0.3	1.5
	2-u-6		2	0.3	0.3	1.5
	2-u-7		3	0.3	0.3	1.5
	2-u-8		4	0.3	0.3	1.5
	2-u-9		6	0.3	0.3	1.5
	2-u-10		8	0.3	0.3	1.5
	2-u-11	N=2	0	0.3	0.3	1.5
	2-u-12		0.4	0.3	0.3	1.5
	2-u-13		0.6	0.3	0.3	1.5
	2-u-14		0.8	0.3	0.3	1.5
	2-u-15		1	0.3	0.3	1.5
	2-u-16		2	0.3	0.3	1.5
	2-u-17		3	0.3	0.3	1.5
	2-u-18		4	0.3	0.3	1.5

[Tapez un texte]

	2-u-19		6	0.3	0.3	1.5
	2-u-20		8	0.3	0.3	1.5
3	3-u-1	N=1	0	0.4	0.3	1.5
	3-u-2		0.4	0.4	0.3	1.5
	3-u-3		0.6	0.4	0.3	1.5
	3-u-4		0.8	0.4	0.3	1.5
	3-u-5		1	0.4	0.3	1.5
	3-u-6		2	0.4	0.3	1.5
	3-u-7		3	0.4	0.3	1.5
	3-u-8		4	0.4	0.3	1.5
	3-u-9		6	0.4	0.3	1.5
	3-u-10		8	0.4	0.3	1.5
	3-u-11	N=2	0	0.4	0.3	1.5
	3-u-12		0.4	0.4	0.3	1.5
	3-u-13		0.6	0.4	0.3	1.5
	3-u-14		0.8	0.4	0.3	1.5
	3-u-15		1	0.4	0.3	1.5
	3-u-16		2	0.4	0.3	1.5
	3-u-17		3	0.4	0.3	1.5
	3-u-18		4	0.4	0.3	1.5
	3-u-19		6	0.4	0.3	1.5
	3-u-20		8	0.4	0.3	1.5
4	4-u-1	N=1	0	0.5	0.3	1.5
	4-u-2		0.4	0.5	0.3	1.5
	4-u-3		0.6	0.5	0.3	1.5
	4-u-4		0.8	0.5	0.3	1.5
	4-u-5		1	0.5	0.3	1.5
	4-u-6		2	0.5	0.3	1.5
	4-u-7		3	0.5	0.3	1.5
	4-u-8		4	0.5	0.3	1.5
	4-u-9		6	0.5	0.3	1.5
	4-u-10		8	0.5	0.3	1.5
	4-u-11	N=2	0	0.5	0.3	1.5
	4-u-12		0.4	0.5	0.3	1.5
	4-u-13		0.6	0.5	0.3	1.5
	4-u-14		0.8	0.5	0.3	1.5
	4-u-15		1	0.5	0.3	1.5
	4-u-16		2	0.5	0.3	1.5
	4-u-17		3	0.5	0.3	1.5
	4-u-18		4	0.5	0.3	1.5
	4-u-19		6	0.5	0.3	1.5
	4-u-20		8	0.5	0.3	1.5

Annexe E

Détail des essais pour déterminer l'influence de

(h) distance entre les nappes de renforcement

(Δ) espacement entre les fondations

Série	Code de l'essai	N	Δ/B	u/B	h/B	L_x/B
1	1-h-1	N=2	0	0.3	0.2	1.5
	1-h-2		0.4	0.3	0.2	1.5
	1-h-3		0.6	0.3	0.2	1.5
	1-h-4		0.8	0.3	0.2	1.5
	1-h-5		1	0.3	0.2	1.5
	1-h-6		2	0.3	0.2	1.5
	1-h-7		3	0.3	0.2	1.5
	1-h-8		4	0.3	0.2	1.5
	1-h-9		6	0.3	0.2	1.5
	1-h-10		8	0.3	0.2	1.5
2	2-h-1	N=2	0	0.3	0.3	1.5
	2-h-2		0.4	0.3	0.3	1.5
	2-h-3		0.6	0.3	0.3	1.5
	2-h-4		0.8	0.3	0.3	1.5
	2-h-5		1	0.3	0.3	1.5
	2-h-6		2	0.3	0.3	1.5
	2-h-7		3	0.3	0.3	1.5
	2-h-8		4	0.3	0.3	1.5
	2-h-9		6	0.3	0.3	1.5
	2-h-10		8	0.3	0.3	1.5
3	3-h-1	N=2	0	0.3	0.4	1.5
	3-h-2		0.4	0.3	0.4	1.5
	3-h-3		0.6	0.3	0.4	1.5
	3-h-4		0.8	0.3	0.4	1.5
	3-h-5		1	0.3	0.4	1.5
	3-h-6		2	0.3	0.4	1.5
	3-h-7		3	0.3	0.4	1.5
	3-h-8		4	0.3	0.4	1.5
	3-h-9		6	0.3	0.4	1.5
	3-h-10		8	0.3	0.4	1.5
4	-h-14	N=2	0	0.3	0.5	1.5
	4-h-2		0.4	0.3	0.5	1.5
	4-h-3		0.6	0.3	0.5	1.5
	4-h-4		0.8	0.3	0.5	1.5
	4-h-5		1	0.3	0.5	1.5
	4-h-6		2	0.3	0.5	1.5
	4-h-7		3	0.3	0.5	1.5
	4-h-8		4	0.3	0.5	1.5
	4-h-9		6	0.3	0.5	1.5
	4-h-10		8	0.3	0.5	1.5