

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED KHIDER BISKRA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
LABORATOIRE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL

N° d'ordre :

Série :

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option : **Mécanique des sols**

Présenté par

REMADNA Mohamed Saddek

MODELISATION NUMERIQUE DU RENFORCEMENT DU
CORPS DE CHAUSSEE PAR GEOGRILLE

SOUTENUE LE 21/05/2007

Devant le jury :

Président :	BELOUNAR Lamine	M.C	Univ. Biskra
Rapporteur:	BENMEBAREK Sadok	Prof.	Univ. Biskra
Examineurs:	CHEBILI Rachid	M.C	Univ. Biskra
	BENMEBAREK Naïma	M.C	Univ. Biskra

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier les membres de mon jury pour le temps et l'intérêt qu'ils ont consacrés à ce travail :

- Dr Belounar Lamine, maître de conférence de l'université de Biskra (président) ;
- Dr Chebili Rachid, maître de conférence de l'université de Biskra ;
- Dr Benmebarek Naïma, maître de conférence de l'université de Biskra ;
- M. le professeur Benmebarek Sadok de l'université de Biskra.

Il m'est agréable d'adresser un remerciement particulier à l'égard de mon promoteur M. le professeur Benmebarek Sadok pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire. Je dois reconnaître qu'il m'a bien orienté dans la recherche bibliographique, assisté dans la maîtrise de l'usage du code Flac et, prodigué de précieuses orientations et conseils. Et ainsi, j'ai pu mettre à profit ce travail d'initiation à la recherche pour me constituer une véritable formation professionnelle.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département et laboratoire de recherche de Génie Civil de l'université de Biskra. Je remercie également les collègues de ma promotion et à leur tête Aissa Bensmaine. Un hommage posthume particulier est rendu à M. le professeur Belarbi M.T qui a laissé des marques immuables dans tous nos cœurs et esprits.

Enfin je dédie ce travail à la mémoire de mon père et de ma sœur. Je le dédie aussi à ma mère, mes frères et sœurs, ma fille Aya, et mes fils Abdallah et Abderrahmane. Une dédicace particulière est réservée pour ceux et celles qui m'ont encouragé à entreprendre des études de postgraduation, qui sont, mon épouse Fatma, ma sœur Hayette, ma nièce Souhila et mon ami Abdelmalek.

RESUME

L'utilisation des géotextiles de renforcement et des géogrilles est devenue très répandue dans le domaine de Génie civil (terrassément, constructions routière, ferroviaire et aéroportuaire, murs de soutènement et talus très pentus). Ces matériaux de renforcement offrent des solutions économiques et orientées vers l'avenir. La pénurie générale de terrains constructibles et les consignes de protection de l'environnement, entraînent des mesures de construction sur des terrains difficiles. Le matériau composite (sol-géotextile ou géogrille) améliore la résistance au chargement et réduit le volume de l'emprise de l'ouvrage.

Le présent sujet de recherche s'intéresse à la simulation numérique de l'amélioration de la portance du corps de chaussée renforcé reposant sur un sol support de faible portance. Les simulations numériques à l'aide du logiciel FLAC visent l'amélioration de la portance du sol support et les déformations du corps de chaussée.

Mots clés : Modélisation, chaussée, renforcement, géogrille.

ABSTRACT

The use of geotextile of reinforcement and geogrid became very widespread in the field of civil Engineering (earthwork, constructions of road, railway and airport, walls retaining and slopes very sloping). These materials of reinforcement offer solutions economic and directed towards the future. The general shortage of constructible grounds and the instructions of environmental protection, involve measurements of construction on difficult grounds. The composite material (ground-geotextile or geogrid) improves resistance to the loading and reduces the volume of the scale of the work.

This subject of research is interested in numerical simulation of improvement of the bearing capacity of reinforced roadways built over a ground support of weak bearing capacity. Numerical simulations using software FLAC aim at the improvement of the bearing capacity of the ground support and the deformations of the roadway.

Key words: Modelling, roadway, reinforcement, geogrid.

SOMMAIRE

Notations

Introduction générale1

PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 :

SYNTHESE DES ETUDES DE CHAUSSEES RENFORCEES PAR GEOSYNTHETIQUE

1.1. Introduction	4
1.2. Notions sur les chaussées	5
1.2.1. Dimensionnement du corps de chaussée	5
1.2.2. Caractéristiques des véhicules	6
1.2.3. Caractéristiques géotechniques	7
1.2.4. Evolution des chaussées	8
1.2.5. Effet du Renforcement sur le comportement des chaussées	9
1.2.5.1. Comportement des chaussées non renforcées	9
1.2.5.2. Comportement des chaussées renforcées par Géogrid	10
1.3. Notions sur les géosynthétiques	10
1.3.1. Définitions	11
1.3.2. Types et fabrication des géosynthétiques	11
1.3.3. Identification des géosynthétiques	12
1.3.4. Fonctions des géosynthétiques	14
1.3.5. Conception et choix	15
1.3.6. Considérations Environnementales	15
1.4. Mécanismes de Renforcement	16
1.4.1. Mécanisme de Confinement (autoblocage) latéral de la couche de base	16
1.4.1.1. Empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la base	17
1.4.1.2. Augmentation de la rigidité de l'agrégat de la couche de base	17
1.4.1.3. Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation	18
1.4.1.4. Réduction des contraintes de cisaillement dans le sol de fondation	19
1.4.2. Mécanisme de surface de rupture modifiée et Augmentation de la capacité portante	20
1.4.3. Mécanisme de Membrane Tendue	20
1.5. Synthèse Bibliographique sur l'étude par Modélisation numérique et par Expérimentation des chaussées renforcées	22
1.5.1. Critères de performance (Rupture)	22

1.5.2. Expérimentation	23
1.5.2.1. Mise en évidence des cisaillements, localisé et généralisé, et, Augmentation de la capacité portante suite au renforcement	23
1.5.2.2. Effets du renforcement et du Trafic sur la profondeur d'ornièrè	23
1.5.2.3. Effets de l'épaisseur de la couche de base et du type de renforcement sur la profondeur d'ornièrè	25
1.5.2.4. Effets du type et du positionnement de géosynthétique de la couche de base sur le TBR (taux de rentabilité du trafic)	26
1.5.2.5. Effets de la rigidité des géogrilles sur l'ornièrage et sur le TBR Combiné à l'effet de l'épaisseur de la base et la résistance du sol	29
1.5.3. Modélisation numérique	31
1.5.3.1. Modification du champ de contraintes par la géogrille et résistance à l'ornièrage	31
1.5.3.2. Effet de la rigidité du Renforcement sur la déflexion et sur la contrainte de cisaillement à l'interface	32
1.6. Conclusion	36

CHAPITRE 2

METHODOLOGIES DE CONCEPTION DES CHAUSSEES

2.1. Introduction	39
2.1.1. Conception des Routes Provisoires	39
2.1.2. Conception des Routes Permanentes	41
2.1.3. Fonction de Séparation, Filtration et Drainage	42
2.2. Méthode de Barenberg	43
2.2.1. Présentation de la méthode	43
2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'agrégat par la méthode de conception de Barenberg et al.	44
2.3. Méthode de Giroud et Noiray	46
2.3.1. Présentation de la méthode	46
2.3.2. Calcul de l'épaisseur de la couche de base (1 ^{er} cas sans tenir compte de l'effet membrane du géotextile)	50
2.3.3. Calcul de l'épaisseur de la couche de base (2 ^{ème} cas prise en compte de l'effet membrane du géotextile)	51
2.3.4. Etapes effectives de conception des routes non revêtues par la méthode de Giroud et Noiray	54
2.3.5. Extension de la méthode de Giroud et Noiray (1981) au Renforcement des routes non revêtues par géogrilles	55
2.4. Méthode de Houlsby et Jewell de conception des routes non revêtues à faible profondeur d'ornièrè	57
2.5. Méthode de Giroud et Han	61

2.5.1. Présentation de la méthode	61
2.5.2. Paramètres de Conception	61
2.5.3. Élaboration de la méthode de conception	66
2.5.3.1. Principe d'élaboration de la méthode de conception	66
2.5.3.2. Contraintes sur le sol de fondation	66
2.5.3.3. Equation de l'épaisseur requise de la couche de base	67
2.5.4. Facteur de Capacité Portante	67
2.5.4.1. Routes Non Revêtues Non Renforcées	67
2.5.4.2. Routes Non Revêtues Renforcées	68
2.5.4.3. Coefficient de Mobilisation de Capacité Portante	69
2.5.4.4. Capacité Portante. Cas Limites	70
2.5.5. Influence des paramètres sur l'angle	70
de distribution des contraintes	
2.5.6. Développement des équations de conception	72
2.6. Comparaison des méthodes analytiques	76
par des exemples numériques	
2.7 Conclusion	79

PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE

CHAPITRE 3

LES MODELES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE

3.1. Introduction	83
3.2. Modèles de comportement	83
3.2.1. Introduction	83
3.2.2. Modèle élastique	84
3.2.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope	84
3.2.2.2. Modèle élastique orthotrope	85
3.2.3. Lois de Comportement élastoplastique	86
3.2.3.1. Notion de surface de charge	87
3.2.3.2. Notion de règle d'écrouissage	88
3.2.3.3. Notions de loi d'écoulement	90
3.2.4. Modèle élastique linéaire parfaitement	92
Plastique Mohr Coulomb	
3.3. Description du code de calcul Flac	95
3.3.1. Introduction	95
3.3.2. Méthode des différences finies	95
3.3.3. Discrétisation en 2D	96
3.3.4. Discrétisation en 3D	97
3.3.5. Schéma de résolution explicite	99

3.3.6. Méthodologie de simulation avec Flac.....	101
3.4. Interfaces	101
3.4.1. Introduction	101
3.4.2. Formulation	101
3.5. Eléments structurels	103
3.5.1. Introduction	103
3.5.2. Elément poutre en Flac2D	104
3.5.3. Elément géogrille en Flac3D	105
3.5.3.1. Présentation de l'élément géogrille	105
3.5.3.2. Comportement de l'élément de structure géogrille	106
3.5.3.3 Propriétés de l'élément structure géogrille	108
3.5.3.4. Exécution de Flac 3D avec l'élément structure géogrille	109
3.6. Conclusion	110

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE DU CORPS DE CHAUSSEE RENFORCE PAR GEOGRILLE

4.1. Introduction	111
4.2 Simulation Numérique Bidimensionnelle	112
4.2.1 Présentation du cas étudié	112
4.2.2 Impact de la roue charge de calcul	113
4.2.3 Analyse analytique	114
4.2.4 Modélisation avec Flac	115
4.2.5 Résultats des Simulations et Analyse	117
en petite et grande déformation	
4.2.5.1 Réponse Charge – Déplacement	120
4.2.5.2 Contraintes agissant sur l'interface sol–base	121
Interprétation de la diffusion de charge	
4.2.6 Propriétés des matériaux de l'Etude Paramétrique	125
4.2.7 Justification du Maillage et des paramètres de simulation	129
4.2.7.1 Dimensions du domaine de l'Etude	129
4.2.7.2 Justification du maillage	130
4.2.7.3 Influence des frontières	134
4.2.7.4 Influence de la vitesse de déplacement imposé	135
4.2.7.5 Influence des propriétés de l'interface	135
4.2.7.6 Recherche d'une méthode pour	136
résoudre l'instabilité numérique	
Etude Paramétrique	140
4.2.8 Influence de l'épaisseur de couche de base	140
sur les mécanismes de renforcement	
4.2.9 Influence de la raideur et la longueur de la	142
géogrille sur les mécanismes de renforcement	
4.2.10 Influence de la résistance c_u du sol support	147
sur les mécanismes de renforcement	

4.3 Simulation Numérique Tridimensionnelle	153
4.3.1 Introduction	153
4.3.2 Présentation du cas étudié	153
4.3.3 Modélisation avec Flac3D	154
4.3.4 Résultats avec Flac3D :	157
Maillage déformé, zones plastiques	
4.3.5 Réponse Charge – Déplacement	159
4.3.6 Influence de la Raideur de la géogrid sur	161
le comportement pression-déplacement	
4.3.7 Comparaison des pressions limites 2D et 3D	161
Conclusion générale	163
Références bibliographiques	

NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent mémoire.

a	côté de la roue d'impact carré
B	Demi-largeur ou demi côté de la roue d'impact carré
B'	Demi-largeur effective de la fondation
c ou c_u	Cohésion et cohésion non drainée du sol
D_c	Profondeur du sol support argileux
D_f	Profondeur de la couche de base
E, E_x, E_y	Module d'élasticité
F_r	Force de tension sur la géogridde
G, G_{xy}	Module de cisaillement
inf	Interface sol –base, au dessous de la géogridde
J	Raideur de la géogridde
K	Module volumique
k	Raideur couplée de la géogridde
k_n, k_s	Raideurs normale et de cisaillement de l'interface
L	Longueur de la géogridde
m	Facteur de mobilisation de capacité portante
N_c	Facteur de capacité portante
p_c	Pression de contact pneu chaussée
q_{lim}	Capacité portante ultime
sup	Interface sol –base, au dessus de la géogridde
W_c	Largeur du sol support argileux
ΔZ_{min}	Plus petite dimension dans la direction normale
β	Angle de distribution des contraintes verticales
δ	Profondeur d'ornièrre
γ	Poids volumique
φ	Angle de frottement
φ_u	Angle de frottement non drainé
ν, ν_x, ν_y	Coefficient de poisson
ψ	Angle de dilatance

Identification des simulations abordées dans l'étude paramétrique relative à ce mémoire :

BF40C30	1	Variante centrale B d'épaisseur de couche de base $D_f = 1.33 B = 0.212$, d'angle de frot. 40° et sol de cohésion $c_u = 30$ kpa. Grandes déformations
BF40C30R	2	Idem que 1 mais avec l'inclusion d'un renforcement
BF40C30RS	3	Idem que 2 mais en petites déformations
BF40C30S	4	Idem que 1 mais en petites déformations
CF40C30	5	Idem que 1 mais pour la variante C avec $D_f = 2B = 0.318$
BF40C303D	6	Idem que 1 mais en 3 dimensions
BF40C303DR	7	Idem que 2 mais en 3 dimensions
BF40C60	8	Idem que 1 mais avec une cohésion non drainée du sol de 60 kpa

INTRODUCTION GENERALE

Les géosynthétiques sont des produits plans fabriqués à partir de polymères synthétiques tels que le polypropylène, le polyester, le polyéthylène, le PVC, etc. Ces matériaux sont fortement résistants à la dégradation biologique et chimique, mais ne supportent pas les rayons ultraviolets contre lesquels ils sont protégés par le sol d'enrobage. Les polymères synthétiques sont employés depuis plus de 35 ans avec le sol, la roche, ou autre matériau lié à la géotechnique (géo), ou ce qui explique l'appellation géosynthétique qui signifie application du synthétique dans la géotechnique, en tant qu'un élément d'un projet ou d'un système de génie civil. Comme pour l'acier avec le béton, le synthétique est un produit qui travaille principalement en traction et son incorporation dans le sol devient utile si ce dernier est soumis à des déformations de tension et des cisaillements.

Les géosynthétiques sont définis par six fonctions principales, rappelées par Holtz (2001). Les filtres de géotextile sont employés dans les drainages (barrages, fossés, sous couche drainante d'une chaussée ; les géotextiles séparateurs empêchant les sols fins du sol de fondation d'être pompés dans la base noble ; les géogrilles et les géotextiles de renforcement permettant de construire des remblais sur sols mous, l'accroissement de la stabilité et de la raideur des pentes, la réduction des poussées des terres derrière les murs de soutènement, le renforcement des talus naturels ; les géomembranes employées en tant que barrières aux liquides et aux gaz dans les zones d'enfouissement ; et les géosynthétiques de protection.

Holtz (2001) rapporte aussi qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui il en existe plus de 600.

Il est clair que les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

Une application spécifique des géosynthétiques et qui concerne le sujet de ce mémoire de recherche est le renforcement des chaussées par géosynthétiques pour améliorer la portance des chaussées reposant sur un sol support de faible portance. Mais, par corps de chaussée, on

entend dans ce mémoire, une chaussée non revêtue qui accepte des ornières assez profondes. Les chaussées revêtues d'enrobés bitumineux ne sont pas traitées ici.

Dans les routes non revêtues renforcées, le géosynthétique est placé directement sur le sol de fondation ensuite la couche de base est mise en place et compactée. Ces routes non revêtues ont généralement les usages suivants : les pistes d'accès et de service des chantiers, les pistes forestières, les pistes agricoles, les pistes de service longeant les canalisations de gaz et pétrole, les couches de forme, etc.

Il est généralement admis dans ce type d'application que le renforcement devient de plus en plus efficace quand les déformations sont larges. Ce qui signifie que cette technique particulière est mieux adaptée à la construction de routes pour lesquelles un orniérage large de surface est acceptable.

Notre problème peut être posé comme la détermination du comportement pression-déplacement d'une chaussée composée d'un bicouche constitué d'une couche de base en grave sélectionnée reposant sur un sol de faible résistance avec ou sans renforcement en géogridde interposée entre le sol et la couche de base. La chaussée est chargée par une roue de poids statique égal à 65 KN (correspondant à un demi essieu de 130 KN). L'étude s'intéressera aussi aux déformations et contraintes dans le sol ainsi qu'à la force de tension dans la géogridde. Il est bien entendu que l'étude numérique que nous menons ici ou toute étude d'éléments finis ou analytiques d'autres auteurs sont établis sur l'hypothèse d'une application d'une charge unique alors que ce qui fait travailler la chaussée c'est plutôt une charge cyclique répétée. Mais il s'avère, suite à des études, d'après Fannin (1986), Milligan et al. (1986) et (1989), que les mécanismes de rupture relatifs aux deux types de chargement, étaient identiques. Ce qui met en évidence l'utilité et la complémentarité des deux types d'essais, numériques et expérimentaux et, soutient donc, l'argument courant en matière de conception des chaussées de lier les deux types de chargement. On peut donc partir d'une analyse quasi-statique puis tenir compte du trafic à travers des relations empiriques.

Le présent mémoire est scindé en deux parties :

La première partie consacrée à la recherche bibliographique, comporte deux chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse des études de chaussées renforcées par géosynthétique. Il sera présenté dans ce chapitre : des notions sur les chaussées, renforcés ou non ; notions sur les géosynthétiques ; les mécanismes de renforcement, qui expliquent le rôle de renforcement joué par le géosynthétique ; une synthèse bibliographique sur les études antérieures

expérimentales en laboratoire et grandeur nature, et les études de modélisation utilisant les éléments finis.

Le deuxième chapitre sera consacré à la méthodologie de conception des chaussées avec ou sans renforcement. Quatre méthodes de conception, seront présentées et discutées. Les théories dont s'appuient ces quatre méthodes sont des travaux originaux qui ont contribué considérablement à une meilleure compréhension des géosynthétiques utilisés dans des applications de chaussée. Ces méthodes ont été présentées par les auteurs suivants: Barenberg et al. (1975), Giroud et Noiray (1981), Houlsby et Jewell (1990) Giroud et Han (2004 a,b).

La deuxième partie du mémoire, consacrée à l'étude numérique, comporte deux chapitres :

Dans le troisième chapitre nous présenterons les lois de comportement utilisées dans ce mémoire ainsi que le code Flac.

Le quatrième chapitre représente notre contribution dans ce mémoire, à savoir la modélisation numérique du corps de chaussée renforcé.

Le problème sera étudié tant en deux dimensions (avec Flac2D) qu'en trois dimensions (avec Flac3D). Si, l'impact de la roue qui a des dimensions limitées fait que le problème est à trois dimensions, la déformation de la route selon une ornière longitudinale permet de faire l'analyse en déformation plane.

L'étude numérique a pour objectif d'analyser les mécanismes de renforcement opérant dans un système bicouche avec et sans renforcement. Elle est axée sur l'analyse de :

- Réponse pression – déplacement ;
- Contraintes tangentielles agissant sur l'interface corps de chaussée – sol ;
- Contraintes normales agissant sur l'interface corps de chaussée – sol ;
- Les tensions des renforcements.

L'influence des propriétés des matériaux du bicouche sur les mécanismes de renforcement fera l'objet d'une étude paramétrique qui concernera :

- Epaisseur de la couche de base ;
- Raideur du renforcement ;
- Longueur du renforcement ;
- Résistance non drainée au cisaillement c_u .

L'ensemble des résultats des simulations entreprises sera discuté.

PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

SYNTHESE DES ETUDES DE CHAUSSEES RENFORCEES PAR GEOSYNTHETIQUE

1.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les principaux éléments qui composent une chaussée renforcée. Nous rappellerons les notions essentielles relatives aux chaussées avec ou sans revêtement et, avec ou sans renforcement. Nous présenterons les divers types de géosynthétique (géotextile, géogridde, géocomposite, géomembrane, etc.) et les fonctions principales des géosynthétiques.

Nous exposerons avec détails les trois principaux mécanismes de renforcement, qui expliquent le rôle du renforcement joué par le géosynthétique.

Ce chapitre comportera aussi une synthèse bibliographique sur les études antérieures tant expérimentales que les études de modélisation utilisant les éléments finis. On ne traitera pas dans ce paragraphe des méthodes analytiques auxquelles on consacrera le chapitre 2.

Nous concluons ce chapitre par une synthèse des principales questions abordées. Notamment la mise en évidence des mécanismes de renforcement par les essais de laboratoire et les essais grandeur nature. La comparaison entre la modélisation et l'expérimentation. L'importance du critère de rupture utilisé pour comparer entre une solution non renforcée et une solution renforcée. Le critère le plus utilisé étant la profondeur d'ornièrè.

1.2. Notions sur les chaussées

On appelle chaussée toute surface spécialement aménagée, sur le sol ou sur un ouvrage, pour le stationnement ou la circulation des personnes et des véhicules.

L'objectif premier des chaussées est d'assurer une viabilité permanente, c'est-à-dire en tout temps. Les sols plastiques nivelés, s'ils sont livrés directement à la circulation sans corps de chaussée, ne supportent pas sans dommage une circulation relativement intense des véhicules. Très rapidement des ornières se forment. Les ornières sous le trafic continuent à s'agrandir jusqu'à devenir, impraticables.

1.2.1. Dimensionnement du corps de chaussée

Un corps de chaussée type, d'une chaussée souple, est constitué de :

- Une couche de fondation, en grave non traitée ;
- Une couche de base, en grave traitée ou non traitée ;
- Une couche de roulement, en béton bitumineux.

Il faut remarquer que le pneumatique transmetteur de charges, imposera à la chaussée deux sortes d'efforts. Tout d'abord à la surface même de la chaussée des efforts de poinçonnement. Ces efforts sont sous la dépendance directe de la pression de gonflage. Ils sont essentiels en ce qui concerne la résistance des revêtements hydrocarbonés, mais à vrai dire surtout dans le domaine des hautes pressions (supérieures à 700 kN/m² environ).

Ensuite la charge totale que supporte la roue équipée d'un pneumatique se diffuse dans la chaussée, jusqu'au niveau du sol de fondation.

Le rôle de la chaussée est de permettre une limitation de la pression sur le sol naturel. Ici la pression du pneumatique, sans être négligeable, joue un rôle moins important que la charge totale transmise par la roue. Enfin le corps même de chaussée doit être apte à diffuser ces charges. Les chaussées peuvent nécessiter un renforcement par géosynthétique si le sol support est de faible résistance. Les figures (1.1) et (1.2) ci-après présentent respectivement une coupe de chaussée revêtue (renforcée ou non) du type chaussée permanente et une coupe de chaussée non revêtue (renforcée ou non) du type chaussée provisoire ou piste d'accès.

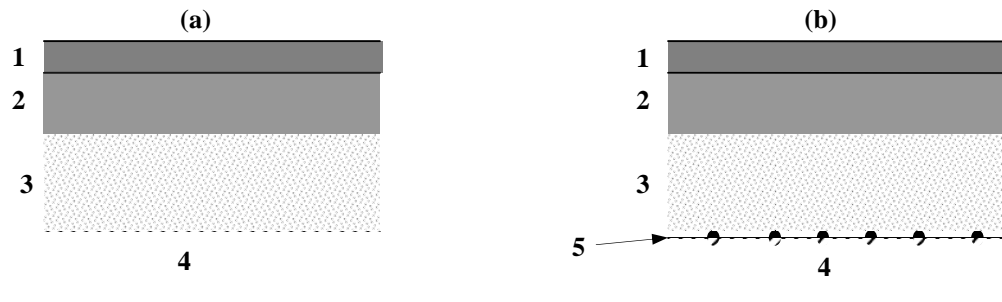


Figure 1.1 Chaussée revêtue : (a) non renforcée ; (b) renforcée

1. Couche de roulement en Béton bitumineux (BB), ou encore AC (asphalt concrete)
2. Couche de base en Grave Bitume (GB) ou en Grave Concassée (GK)
3. Couche de fondation en Grave Concassée (GK) ou en Tout Venant de Carrière (TVC) ou en Tout Venant d'Oued (TVO)
4. Sol de Fondation
5. Géosynthétique (géogrille ou géotextile)

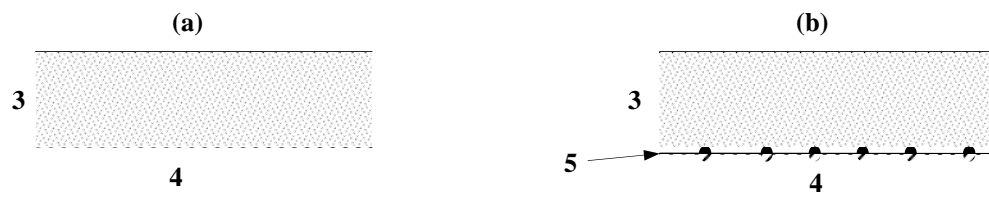


Figure 1.2 : Chaussée non revêtue : (a) non renforcée ; (b) renforcée

3. Couche de base en Grave Concassée (GK) ou en Tout Venant de Carrière (TVC) ou en Tout Venant d'Oued (TVO)
4. Sol de Fondation
5. Géosynthétique (géogrille ou géotextile)

1.2.2. Caractéristiques des véhicules

Les véhicules de tourisme ne jouent pratiquement aucun rôle quant à la tenue de la chaussée sous le trafic. Les charges qu'ils transportent sont faibles et leur poids total reste toujours inférieur à 2 T, soit 500 kg par roue. Les pressions de gonflage n'excèdent pas 2 kg/cm^2 . Les véhicules utilitaires, au contraire, sont ceux pour lesquels la chaussée est dimensionnée, car c'est leur poids en charge qui conditionne l'épaisseur de chaussée et la pression de gonflage de leurs pneumatiques qui conditionne la stabilité des couches supérieures de la chaussée.

En Algérie le code de la route impose, entre autres, les limitations suivantes :

Le poids total des véhicules à 2 essieux doit être inférieur à 19 T, celui des véhicules à 3 essieux inférieur à 26 T, et celui des véhicules avec remorque ou semi-remorque inférieur à 35 T. La charge sur un essieu simple ne peut excéder 13 T et la charge sur un essieu jumelé ne peut excéder 15 T si la distance entre axe est de 0,9 m, ou 21 T si cette distance est de 1,35 m. La pression de gonflage des pneumatiques ne fait pas l'objet de spécifications précises. En pratique, celle-ci varie de 4 à 7 kg/cm² selon les types de pneumatiques.

Le point essentiel du code de la route est, pour le constructeur de chaussées, la charge maximale de 13 T (130 kN) par essieu simple.

Par comparaison avec d'autres pays, les charges maximales par essieu simple sont :

- France : 130 kN
- USA : 82,5 kN
- Union Européenne : 110 kN.

Pour le calcul des contraintes et déformations sous l'essieu de référence de 130 kN, le Guide Technique de Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée (1994) considère que chaque demi-essieu comporte : un jumelage à roues simples, représenté par deux charges exerçant une pression uniformément répartie de 0,662 MPa sur 2 disques de 0,125 m de rayon, avec un entre-axe de 0,375 m.

1.2.3. Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques principales du sol support, utilisées pour le dimensionnement des chaussées sont :

- Pour les sols sans cohésion, l'indice portant immédiat, ou le module E_{v2} à la plaque;
- Pour les sols cohérents sensibles à l'eau, l'indice CBR imbibé, ou par le module élastique si l'on dispose de corrélations appropriées, du genre :
 $E \text{ (bars)} = 65 \text{ (CBR)}^{0,65}$ selon Jeuffroy (1978)
 $E \text{ (Mpa)} = 5 \text{ CBR}$ selon le Catalogue de Dimensionnement des chaussées neuves (2000)
 $E \text{ (Mpa)} = 10,35 \text{ CBR}$ selon Giroud et Han (2004 a).

1.2.4. Evolution des chaussées

La rupture d'une chaussée est rarement brutale. Les chaussées souples comme les chaussées rigides évoluent sous le trafic et les intempéries. Elles se détériorent, et l'une des difficultés majeures du calcul des structures est de définir justement le stade ultime auquel arrivera une chaussée après avoir supporté le trafic pour lequel elle est prévue.

JEUFFROY (1978) rapporte dans son livre, Conception et Construction des Chaussées, qu'une enquête approfondie effectuée aux USA à l'occasion des essais de l'AASHO (American Association of States highways Officials), a montré qu'il était possible d'affecter une cote à des chaussées de diverses qualités et que cette cote était à peu près indépendante de l'usager et fonction du seul état de la chaussée. On définit ainsi l'indice de qualité de service P.S.I. (Present Serviceability Index) par l'échelle suivante :

- 4-5 : Très bon ;
- 3-4 : Bon ;
- 2-3 : Moyen ;
- 1-2 : Médiocre ;
- 0-1 : Très mauvais.

Cette notation n'aurait aucun intérêt si elle ne pouvait être reliée à des caractéristiques mesurables de la chaussée, caractéristiques importantes quant au confort et à l'entretien. Des études statistiques ont montré que le P.S.I. apprécié par un observateur circulant sur la chaussée pouvait être calculé comme suit, pour les chaussées souples :

$$p = 5,03 - 1,91 \log(1 + \overline{SV}) - 0,01\sqrt{C + P} - 1,38 RD^2$$

- SV : est la variance de la pente du profil en long mesurée sur l'axe du passage des roues des véhicules ;
- C : est la proportion en 1/1000 de la surface sur laquelle on a des fissures en peau de crocodile (classe 2) et avec arrachements (classe 3) ;
- P : est la proportion en 1/1000 des surfaces réparées (emplois partiels) ;
- RD^2 : est le carré de la profondeur moyenne – évaluée en pouces – des ornières sous le passage des véhicules.

Le P.S.I. constitue une approche intéressante du problème de l'évaluation de la qualité d'une chaussée. Il est à la base des méthodes de dimensionnement des chaussées aux USA.

En particulier l'observation continue de l'indice de qualité de service permet de définir la durée de vie d'une chaussée.

Dans le cas des essais de l'A.A.S.H.O., on a trouvé que la loi de l'évolution de l'indice de qualité de service en fonction du trafic, pour les chaussées souples, était de la forme :

$$p = 4,2 - 2,7 \left[\frac{W}{\rho} \right]^\beta$$

ρ et β sont des paramètres qui dépendent de la charge par essieu et de la structure de la chaussée. W est le nombre de passages de l'essieu considéré.

Il faut noter que la méthode de l'A.A.S.H.O. basée sur un critère visuel qui est le P.S.I. (l'indice de qualité de service) n'est pas la seule méthode qui existe de par le monde. La méthode adoptée en France et en Algérie, par exemple, est dite méthode rationnelle de calcul des chaussées. Elle est basée sur le calcul d'une multicouche par la théorie de l'élasticité.

1.2.5. Effet du Renforcement sur le comportement des chaussées

1.2.5.1. Comportement des chaussées non renforcées

Un orniérage significatif de surface, par exemple, 50-100 mm, est souvent acceptable pour les routes non revêtues provisoires qui peuvent être aisément entretenues en ajoutant du matériau par remise à niveau. Cependant, un orniérage profond dans le sol de fondation peut causer la contamination du matériau de couche de base par le sol de fondation, ce qui peut exiger un remplacement total de la couche de base. L'orniérage de surface pour les routes non revêtues est un résultat d'un ou plusieurs des mécanismes, soulignés par Giroud et Han (2004a) comme suit :

- Compactage de l'agrégat de couche de base et/ou du sol de fondation sous un trafic chargé répété ;
- Rupture de capacité portante dans la couche de base ou du sol de fondation due aux contraintes normales et de cisaillement, induites par le trafic initial ;
- Rupture de capacité portante dans la couche de base ou du sol de fondation après un trafic chargé répété résultant d'une détérioration progressive du matériau de couche de base, une réduction de l'épaisseur effective de couche de base suite à la contamination de la couche de base par le sol de fondation, une réduction de la capacité de la couche de base de distribuer les charges de la circulation au sol de fondation, ou une diminution de la résistance du sol de fondation due à l'accumulation ou à la perturbation des pressions interstitielles ;
- Le déplacement latéral du matériau de couche de base et du sol de fondation dus à l'accumulation des incréments de déformations plastique induites par chaque cycle de charge.

Pour ce qui concerne les chaussées revêtues en Béton bitumineux non renforcées, l'orniérage pour ces routes ne doit pas dépasser un certain seuil (25 mm). La durée de vie de ces routes peut être écourtée si le sol support a une très faible résistance ou par fatigue du béton bitumineux par les charges répétées du trafic.

1.2.5.2. Comportement des chaussées renforcées par Géogrille

Le renforcement par géogrilles est employé pour empêcher ou réduire l'orniérage provoqué par l'insuffisance de capacité portante du sol de fondation et par le mouvement latéral du matériau de couche de base ou du sol de fondation. Le renforcement permet d'augmenter la durée de vie de la chaussée.

1.3. Notions sur les géosynthétiques

Dans une analogie directe avec le béton armé, les matériaux en acier et polymères fournissent la résistance et la stabilité à la traction aux sols qui ont de faibles ou aucune résistance à la traction. Les matériaux polymères de renforcement sont un sous-ensemble d'un développement récent beaucoup plus grand en matériaux de génie civil : les géosynthétiques. Les géosynthétiques sont des produits plans fabriqués à partir de matières polymères (le synthétique) et employés avec le sol, la roche, ou tout autre matériau lié à la géotechnique (géo) en tant qu'élément d'un projet ou d'un système de génie civil. Il y a peu de développements qui ont eu une croissance si rapide et une influence forte sur tant d'aspects de pratique en matière de génie civil comme les géosynthétiques. Holtz (2001) rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliards de m². En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

1.3.1. Définitions

Holtz (2001) rapporte aussi que ASTM (American standard test method) a défini un Géosynthétique comme, un produit plan, fabriqué d'une matière polymère et employé avec, le sol, la roche, la terre, ou tout autre matériau géotechnique connexe comme partie intégrale d'un projet, d'une structure, ou d'un système de génie civil.

Un **géotextile** est un géosynthétique perméable fait de matériaux de textile. Les **géogrilles** sont principalement employées pour le renforcement; elles sont constituées par un réseau régulier d'éléments en tension, avec des ouvertures de taille suffisante pour s'imbriquer avec le matériau agrégat environnant. Les **géomembranes** sont des géosynthétiques de faible perméabilité utilisées en tant que barrières liquides. Géotextiles et produits connexes tels que des filets et des grilles peuvent être combinés avec des géomembranes et d'autres synthétiques pour tirer profit des meilleures qualités de chaque composant. Ces produits s'appellent les **géocomposites**, et ils peuvent être des composés des géotextiles-géonets, des géotextiles-géogrilles, des géotextiles-géomembranes, des géomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites qui sont possibles et utiles. La limite générique générale entourant tous ces matériaux est **géosynthétique**.

1.3.2. Types et fabrication des géosynthétiques

La plupart de géosynthétiques sont faits à partir de polymères synthétiques tels que le polypropylène, le polyester, le polyéthylène, le polyamide, le PVC, etc. Ces matériaux sont fortement résistants à la dégradation biologique et chimique. Dans la fabrication des géotextiles, des éléments tels que les fibres ou les filés sont combinés dans les structures planes de textile. Les fibres peuvent être des filaments continus, qui sont les rives minces très longues d'un polymère, ou des filaments courts, en général 20 à 100 mm de long. Les fibres peuvent également être produites en fendant par extrusion une feuille ou un film en plastique pour former les bandes minces plates. Pour les filaments et les films fendus, l'extrusion ou le procédé d'étirage prolonge les polymères dans la direction du tirage et augmente la résistance des fibres.

Le type de Géotextile est déterminé par la méthode employée pour combiner les filaments ou les bandes dans la structure de textile plane. La grande majorité de géotextiles sont tissés ou non tissés. Les géotextiles tissés sont faits de monofilament, multifilaments, ou à fils fibrillés, ou de films et de bandes fendus. Les géogrilles raides sont fabriquées par extrusion. Les

géogrilles flexibles sont faites de filés de polyester jointifs aux points de croisement par tricotage ou tissage, et enduits d'un polymère.

1.3.3. Identification des géosynthétiques

Les Géosynthétiques sont généralement identifiés par:

1. Polymère ;
2. Type de fibre ou de filé ;
3. Type de géosynthétique ;
4. Masse par unité de superficie ou épaisseur ; et
5. L'information additionnelle ou propriétés physiques nécessaires pour décrire le matériau.

Exemple : fibre de polypropylène perforée à l'aiguille, 350 g/m² ; filet de polyéthylène de 440 g/m² avec des ouvertures de 8 mm ; géogrille biaxiale de polypropylène de 25 mm x 25 mm d'ouvertures ; et géomembrane à haute densité de polyéthylène de 1,5 mm d'épaisseur.

Les tableaux (1.1) et (1.2) ci-après présentent les caractéristiques respectivement, des géogrilles BX1100 et BX1200 (selon Tensar 1996) et, de certaines géogrilles Tensar et des géogrilles Tenax (selon geosynthetic materials association, GMA 2000).

Tableau 1.1 : Identification des géogrilles BX1100 et BX 1200 (selon Tensar 1996)

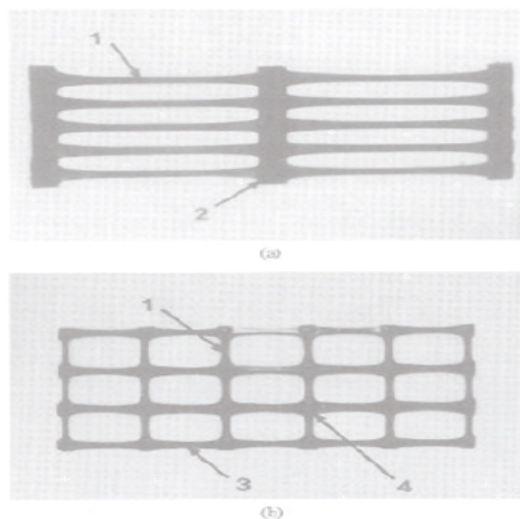
PROPRIETE	ESSAI	UNITE	EXIGENCES	
			Tensar BX 1100	Tensar BX 1200
Capacité autobloquante				
Dimensions des ouvertures	Diamètre I.D.	mm		
Sens Machine (MD)			25	25
Sens Travers (CMD)			35	35
Surface ouverte	Méthode COE	%	70 (min)	70
Epaisseur	ASTM D1777	mm		
Nervures			0,8	1,3
Jonctions (nœuds)			2,8	4,0
Résistance à la torsion à 20 cm/kg	Grid Aperture Test- Méthode du U.S. Corps of Engineers	cm.kg/deg	3,2	6,5
Renforcement				
Rigidité en flexion – MD	ASTM D1388, Option A	mg.cm	250 000 (min)	750 000
Module en tension – MD	GRI – GG1	kN/m	226	481
Jonctions (nœuds)	GRI – GG2			
Résistance tension (XMD)		kN/m	17,1	25,9
Efficacité		%	90 (min)	90
Matériau				
Polypropylène	ASTM D4101- Groupe 1/Classe 1/Niveau 1	%	98 (min)	98
Noir de carbone	ASTM 4218	%	0,5 (min)	0,5
Dimensions				
Longueur du rouleau	m	50	50
Largeur du rouleau	m	3,0 et 4,0	3,0 et 4,0

Tableau 1.2. Caractéristiques de certaines géogrilles Tensar et de certaines géogrilles Tenax (selon geosynthetic materials association, GMA 2000)

Fabricant, Nom du Produit	Structure ¹	Composition du Polymère ²	Propriétés d'identification					
			Masse/ Unité surface (g/m ²)	Dimens- ions ouvertures MD/XMD (mm)	Module sécant MD/XMD (kN/m)		Module sécant des ouvertures ³ (cm- kg/deg)	Rigidité en flexion (g-cm)
					2%	5%		
Tensar, BX1100	PSDB	PP	203	25/36	NR ⁶	120/260	4,2	250
Tensar, BX1200	PSDB	PP	306	25/33	NR	220/400	8,5	750
Tensar, BX1300	PSDB	PP	247	46/64	NR	220/340	NR	450
Tenax, MS 220	MBCEO	PP	240	42/50	NR	180/260	NR	250
Tenax, MS 1000	BCEO	PP	250	30/40	NR	180/260	NR	NR
Tenax, MS 500	MBCEO	PP	315	60/60	NR	270/392	NR	750

- Notes : 1. PSDB= punched, sheet drawn, biaxial (feuille étirée perforée biaxiale) ; BCEO=Biaxial, continuous extrusion and orientation (Orientation et extrusion biaxiale continue) ; MBCEO = (Orientation et extrusion biaxiale continue multicouche).
 2. PP=Polypropylène.
 3. NR = Non rapportée.

Les géogrilles sont divisées en deux catégories: les géogrilles uniaxiales, et les géogrilles biaxiales. La figure 1.3 montre un exemple de chaque type de grille. Les géogrilles uniaxiales sont étirées dans une direction pour créer de longues chaînes moléculaires de haute résistance dans cette direction. De même, les géogrilles biaxiales sont étirées dans les deux directions.

**Figure 1.3** Géogrille : (a) Uniaxiale; (b) Biaxiale (Das, 1999 ; rapportée par Erickson et Drescher 2001)

1.3.4. Fonctions des géosynthétiques

Les géosynthétiques ont six fonctions principales :

1. Filtres ;
2. Drainage ;
3. Séparation ;
4. Renforcement ;
5. Barrière pour fluide ;
6. Protection.

Les géosynthétiques sont habituellement définis par leur fonction principale. Dans un certain nombre d'applications, en plus de la fonction principale, le géosynthétique accomplit habituellement une ou plusieurs fonctions secondaires. Il est important de considérer les fonctions principales et secondaires dans les calculs et les caractéristiques de conception. Quelques exemples d'application des géosynthétiques suivent : les **filtres de géotextile** remplacent les filtres granulaires graduels dans les drains de fossé pour empêcher les sols d'émigrer dans l'agrégat ou les tuyaux de drainage. **Géotextiles et géocomposites** peuvent également être employés en tant que **drains**, en permettant à l'eau de s'écouler de, ou à travers des sols de perméabilité inférieure. Les exemples incluent des drains de bord de chaussée, des drains intercepteurs de pente, et des butées et des drains de mur de soutènement. Les **géotextiles** sont souvent employés comme **séparateurs** pour bien empêcher les sols fins du sol de fondation d'être pompés dans les bases granulaires perméables des routes et pour empêcher les matériaux nobles de la couche de base de la route de pénétrer dans le sol de fondation mou. Les **séparateurs** maintiennent l'intégrité de l'épaisseur de conception et de la chaussée. Les **géogrilles** et les **géotextiles** de renforcement permettent la construction des remblais et des routes sur des sols de fondation très mous ; l'accroissement de la stabilité et de la raideur des pentes ; la réduction des poussées des terres derrière les murs de soutènement ; la stabilisation de grandes surfaces de sols ; le renforcement des talus naturels, etc. Les **géomembranes**, sont employées en tant que **barrières** liquides pour empêcher l'écoulement d'un liquide ou d'un gaz d'un endroit à l'autre. Dans la sixième fonction, la **protection**, le géosynthétique agit comme décharge des contraintes. Un coussin protecteur de géotextiles non-tissés est souvent employé pour empêcher la crevaison des géomembranes (en réduisant les contraintes) par des pierres dans l'agrégat adjacent du sol.

1.3.5. Conception et choix

Dans les premiers temps où il y avait seulement quelques géotextiles disponibles, la conception était la plupart du temps par épreuve et essais et, le choix des produits était principalement par le type ou le nom de marque. Aujourd'hui, cependant, avec une si grande variété de géosynthétiques disponible, cette approche est inadéquate. L'approche recommandée pour concevoir, choisir, et indiquer le géosynthétique n'est pas différente de ce qui est généralement pratiqué dans n'importe quelle conception géotechnique et d'engineering. D'abord, la conception devrait être faite sans géosynthétiques pour voir s'ils sont vraiment nécessaires. Si les solutions conventionnelles sont impraticables ou peu économiques, concevoir alors, les calculs employant des évaluations raisonnables d'engineering des propriétés géosynthétique requises.

1.3.6. Considérations Environnementales

La compatibilité chimique et biologique n'est habituellement pas un souci. Cependant, dans des situations peu communes telles que des pH très bas (c.-à-d., < 3) ou très hauts (c.-à-d., > 9) des sols, ou d'autres environnements chimiques peu communs (par exemple, dans les secteurs industriels ou proches des mines ou des décharges), la compatibilité chimique avec le polymère du géosynthétique devrait être vérifiée. Par ailleurs les géosynthétiques ne supportent pas et sont dégradés par les rayons UV (ultra violet). C'est pourquoi on doit les protéger tant en phase de construction en limitant la durée de leur exposition au soleil, qu'en service en les protégeant toujours par une couche de sol. Aussi, un petit pourcentage de carbone noir (couleur noire), est ajouté au polymère pour absorber la radiation UV de rayonnement et contrecarrer la dégradation due à la lumière du soleil. Enfin le géosynthétique est à protéger quant à un contact direct avec les camions et engins de chantier.

1.4. Mécanismes de Renforcement

Le but de ce paragraphe est de décrire l'état des connaissances concernant les mécanismes par lesquels les géosynthétiques fournissent le renforcement de la couche de base (ou couche de fondation) des chaussées souples.

Le renforcement des chaussées par du géosynthétique, a été expliqué comme on le détaillera ci-après, à travers trois mécanismes connus à ce jour et qui sont :

- Mécanisme de confinement (autoblocage) latéral de la couche de base ;
- Mécanisme de surface de rupture par cisaillement modifiée ; et
- Mécanisme de membrane tendue.

Un nombre important d'auteurs a évoqué dans les études et articles scientifiques relatifs au renforcement des chaussées par géosynthétiques ces mêmes mécanismes de renforcement. Pour le besoin du travail bibliographique et de synthèse, nous avons exploité notamment les travaux de : Perkins et Ismeik (1997 a,b), Tensar (1998), Tensar (1996), Brocklehurst (1993), Burd (1986), Erickson et Drescher (2001), Perkins (1999), Maxwell et al. (2005), Houlsby et Jewell (1990), Bearden et Labuz (1998).

1.4.1. Mécanisme de Confinement (autoblocage) latéral de la couche de base

Le mécanisme principal de renforcement attribué aux géosynthétiques (notamment les géogrilles) dans les routes revêtues ou non revêtues s'appelle généralement **confinement ou autoblocage latéral de la couche de base**. Ce mécanisme a été à l'origine décrit par Bender et Barenberg (1978).

Perkins (1999) attribut quatre avantages au confinement du matériau de couche de base pour les routes revêtues en béton bitumineux. Giroud et Han (2004a), confirment que ces quatre avantages existent également pour les routes non revêtues. Ces avantages seront décrits ci-après. Sommairement le phénomène de confinement s'explique par le fait que le matériau de l'agrégat de couche de base interagit avec la géogrille principalement en s'imbriquant dans les ouvertures de la géogrille. Les nervures de la géogrille confinent l'agrégat et résistent au mouvement latéral de l'agrégat quand la couche de base est chargée en surface. En retenant latéralement le sol, quatre mécanismes de renforcement sont potentiellement réalisés, comme représentés sur la figure 1.4. Ces mécanismes incluent :

1. Empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la couche de base ;

2. Confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement ;
3. Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation ; et
4. Réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation.

Eu égard au fait que l'interaction couche de base/géosynthétique/sol de fondation, est essentiellement de cisaillement. Certains auteurs comme Perkins et al. (1998a) suggèrent de désigner le mécanisme de blocage latéral également par le nom de « interface de résistance au cisaillement ».

1.4.1.1. Empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la base.

Le mécanisme de renforcement par blocage latéral, ou l'interface de résistance au cisaillement, se développe par l'interaction de cisaillement de la couche de base avec la couche (ou des couches) du géosynthétique positionnées à l'intérieur ou au fond de la base de l'agrégat de la couche de base (figure 1.4). Les charges des véhicules appliquées à la surface de la chaussée créent un mouvement d'étalement latéral de l'agrégat de la couche de base. Des déformations latérales de tension sont créées dans la base au-dessous de la charge appliquée pendant que le matériau se déplace vers le bas et extérieurement à la charge. Le mouvement latéral de la base permet le développement des déformations verticales, menant à une ornière permanente dans le parcours de la roue. La mise en place d'une couche ou des couches de géosynthétique dans ou au dessous de la couche de base permet le développement de l'interaction de cisaillement entre l'agrégat et le géosynthétique, à mesure que la base tend de s'étaler latéralement.

La charge de cisaillement est transmise de l'agrégat de la base au géosynthétique et place le géosynthétique en tension. La rigidité relativement élevée des géosynthétiques fait retarder le développement de la déformation de tension latérale dans la base adjacente au géosynthétique. Il en résulte une déformation latérale faible et de ce fait une déformation verticale de la surface de chaussée moins importante. Par conséquent, le premier mécanisme du renforcement correspond à **l'empêchement direct de l'étalement latéral de l'agrégat de la base.**

1.4.1.2. Augmentation de la rigidité de l'agrégat de la couche de base

La contrainte de cisaillement développée entre l'agrégat de la couche de base et le géosynthétique permet une augmentation de la contrainte de confinement latéral dans la base. Les matériaux granulaires montrent généralement une augmentation du module élastique avec

une contrainte de confinement accrue. Le deuxième mécanisme de renforcement de la base résulte d'une **augmentation de la rigidité de l'agrégat de la couche de base, quand une interaction adéquate se développe entre la base et le géosynthétique.**

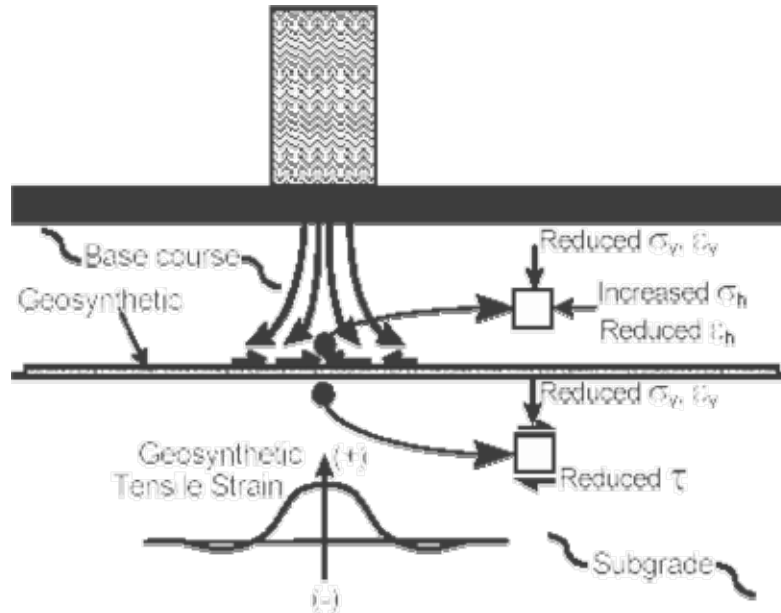


Figure 1.4. Mécanisme de Confinement (autoblocage) latéral de la couche de base

1.4.1.3. Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation

L'augmentation de rigidité de cette couche a comme conséquence des déformations verticales inférieures dans la base. On s'attendrait à ce qu'une augmentation du module de la base ait également comme conséquence de plus faibles déformations verticales dynamiques et réversibles de la surface de chaussée, impliquant que la fatigue de la couche de béton bitumineux pour les chaussées revêtues serait réduite. La présence d'une couche de géosynthétique dans, ou au dessous, de la base, peut également mener à un changement de l'état de contraintes et de déformation dans le sol de fondation. Pour les systèmes multicouches, où un matériau moins rigide de sol de fondation se trouve sous la base, une augmentation du module de la couche de base a comme conséquence une contrainte verticale améliorée et plus largement distribuée sur le sol de fondation. En général, la contrainte verticale dans le sol de fondation directement sous le géosynthétique et sous la charge d'application devrait diminuer à mesure que la rigidité de la couche de base augmente. La contrainte verticale sur le sol de fondation deviendra plus largement distribuée, signifiant que la déformation à la surface sera plus faible et plus uniforme. Par conséquent, un troisième

mécanisme de renforcement résulte d'une **distribution verticale améliorée des contraintes sur le sol de fondation**.

1.4.1.4. Réduction des contraintes de cisaillement dans le sol de fondation

Le quatrième mécanisme de renforcement résulte d'une **réduction des déformations de cisaillement du sol de fondation**. On s'attend à ce que la déformation de cisaillement transmise de la couche de base au sol de fondation diminue, puisque, le cisaillement de la base transmet des efforts de tension au renforcement.

Un des effets bénéfiques du renforcement par géosynthétique à l'interface entre la couche de base et le sol de fondation c'est, justement, de supporter les contraintes de cisaillement induites par les charges des véhicules à l'interface. Il est important de comprendre que les contraintes de cisaillement transmises de la couche de base au sol de fondation peuvent être orientées à l'extérieur ou vers l'intérieur. Selon un résultat classique de la théorie de plasticité, les contraintes de cisaillement centrifuges diminuent la capacité portante du sol de fondation tandis que les contraintes de cisaillement centripètes augmentent la capacité portante du sol de fondation. Les contraintes de cisaillement induites par les charges des véhicules tendent à être orientées vers l'extérieur, ce qui diminue la capacité portante du sol de fondation. Giroud et Han (2004a) soulignent que l'enchevêtrement entre la géogrille et l'agrégat de la couche de base a, notamment pour conséquence, deux effets bénéfiques :

- 1) le mouvement latéral de l'agrégat de la couche de base est réduit ou éliminé et, en conséquence, aucune contrainte de cisaillement centrifuge n'est transmise au sol de fondation ; et
- 2) la surface inférieure de la couche de base, dont l'agrégat confiné frotte à travers les ouvertures de la géogrille, fournit une surface rugueuse qui résiste au mouvement latéral du sol de fondation, ce qui génère des contraintes de cisaillement centripètes qui augmentent la capacité portante du sol de fondation.

Aussi, moins de déformation de cisaillement, couplée à une contrainte verticale moindre, a comme conséquence, un état moins grave de chargement (Houlsby et Jewell, 1990), menant à abaisser la déformation verticale dans le sol de fondation.

Empêchement du cisaillement local de la fondation

Dans les routes non renforcées, si la contrainte verticale sur la fondation dépasse la limite élastique du sol, une partie limitée ou cisaillement ' local ' permanent se produit. Le matériau de couche de base poinçonne la fondation et il en résulte des déformations permanentes. Sous un chargement répété, les zones de cisaillement croissent, la couche de base est détériorée, les niveaux de contraintes verticales augmentent, et les ornières de surface se développent. Eventuellement, la limite de plasticité, ou la capacité portante ultime, du sol de fondation, est atteinte, et il en résulte une rupture de cisaillement complète. Le renforcement adéquat entre la couche de base et le sol de fondation empêche le développement et la croissance des zones locales de cisaillement et permet au sol de fondation de supporter des contraintes proches de la limite de plasticité tout en agissant comme si, il est toujours dans sa limite d'élasticité (Giroud et Noiray 1981).

1.4.2. Mécanisme de surface de rupture modifiée et Augmentation de la capacité portante

La figure (1.5.) illustre la fonction de l'accroissement de la capacité portante. Le géosynthétique force la surface de rupture potentielle à se développer selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale.

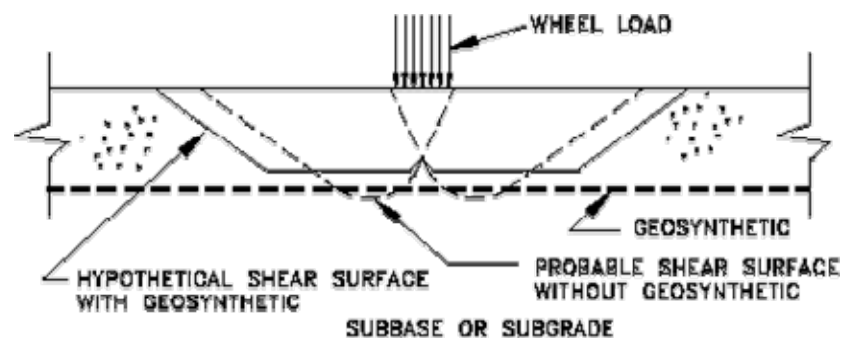


Figure 1.5. Surface de Rupture Modifiée et Augmentation de la capacité portante.

1.4.3. Mécanisme de Membrane Tendue

La théorie de membrane tendue, comme décrite d'abord par Giroud et Noiray (1981), est plus appropriée quand une ornière ou une large déformation verticale (plus grande que 25 mm) est permise. Ainsi cette théorie est appropriée aux routes non revêtues.

Des forces de tension sont installées dans le renforcement par les contraintes de cisaillement agissant à l'interface avec le sol. Pendant le chargement lourd ou répété, la couche d'agrégat

déforme sensiblement, créant les ornières de surface qui forcent le géotextile à déformer, voir figure 1.6. Si les forces de tension coïncident avec une courbure appréciable du renforcement, alors les contraintes normales dans le sol agissant de part et d'autre du renforcement sont inégales. Ce phénomène est connu sous le nom de l'effet de membrane tendue (Giroud et Noiray (1981)).

Sous la roue, dans le creux de l'onde, la membrane tendue porte une partie de la charge de la roue et réduit la contrainte normale sur le sol de fondation. En dehors de la surface chargée, au-dessus des crêtes adjacentes de l'onde, la membrane tendue s'appuie sur le sol de fondation et augmente la contrainte normale (pression de confinement) où elle sert à résister à la rupture par cisaillement. Une membrane tendue de ce fait permet de diminuer les contraintes appliquées et d'augmenter la capacité portante. L'effet de membrane tendue est significatif seulement si les charges de la circulation sont canalisées et les profondeurs d'ornière sont relativement grandes (Giroud et al. 1985) ; ce qui est une différence importante entre les routes non revêtues et les surfaces circulées non revêtues.

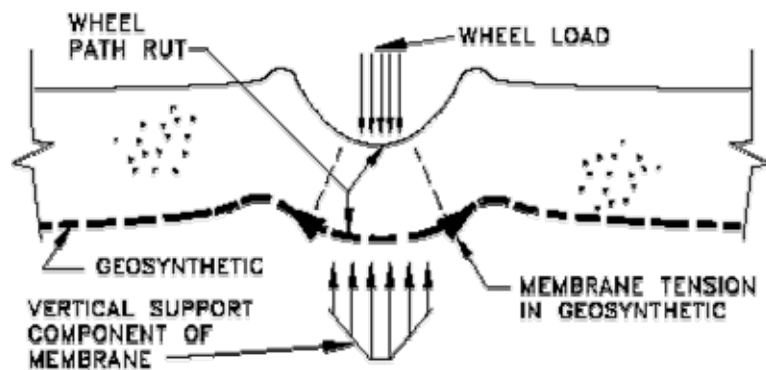


Figure 1.6. Membrane tendue

1.5. Synthèse Bibliographique sur l'étude par Modélisation numérique et par Expérimentation des chaussées renforcées

Le but de ce paragraphe est de fournir une synthèse et une évaluation de la littérature relative aux chaussées renforcées. Il est question des études impliquant les expériences de laboratoire en utilisant les charges cycliques stationnaires ou les charges mobiles de roue et des études grandeur nature impliquant des sections de chaussées construites et des charges appliquées par des camions.

Le but de ce paragraphe est aussi de passer en revue les études de modélisation numérique utilisant les techniques d'éléments finis pour prévoir la réponse de la chaussée et pour illustrer les mécanismes de renforcement.

Quant aux méthodes analytiques existantes utilisées pour la conception des chaussées renforcées, elles feront l'objet du chapitre 2 de ce mémoire.

La synthèse suivante doit beaucoup aux travaux de : Perkins et Ismeik (1997 a,b), Tensar (1998), Brocklehurst (1993), Erickson et Drescher (2001), Collin et al. (1996).

1.5.1. Critères de performance (Rupture)

Avant d'entamer la synthèse de la littérature relative à l'expérimentation et à la modélisation dans le domaine des chaussées renforcées par géosynthétique. Il faut mettre en évidence la façon dont la performance est mesurée, ou encore les critères adoptés par les scientifiques pour mesurer de manière significative le niveau de l'amélioration obtenu en ajoutant le géosynthétique aux chaussées. La performance ou les critères de rupture peuvent être définis en termes de réponse de la section de chaussée aux essais de chargement tels que les essais de plaque, ou par l'observation et la mesure des caractéristiques de surface tels que l'orniérage et le développement de fissures. L'observation du développement d'ornière avec le nombre de cycle de charge semble être la méthode la plus communément employée. La majorité des comparaisons entre sections renforcée et de contrôle sont faites selon un taux de rentabilité du trafic (TBR) qui est défini comme le rapport du nombre de cycles de trafic pour réaliser une profondeur particulière d'ornière dans une section renforcée à celle d'une section non renforcée d'épaisseur de section, de propriétés de matériaux, et de caractéristiques de chargement, identiques.

1.5.2. Expérimentation

1.5.2.1. Mise en évidence des cisaillements, localisé et généralisé, et, Augmentation de la capacité portante suite au renforcement

*Barenberg et al. (1975) , Gourc et al. (1983), essais sur modèle réduit
Steward et al. (1977), essais grandeur nature. Chaussée non revêtue*

Les premiers travaux de Barenberg et al. (1975) et Steward et al. (1977) ont décrit les fonctions du renforcement par géotextiles des routes non revêtues en termes d'augmentation de capacité portante. Les essais sur modèle réduit de Barenberg et al. (1975) et essais en grandeur nature de Steward et al. (1977) ont prouvé que la pression appliquée exigée en surface pour atteindre une profondeur donnée d'ornièrre a augmenté quand une couche de géotextile de renforcement a été employée. Cette augmentation de la pression appliquée en surface a été liée à une augmentation de la portance du sol de fondation et a été décrite comme une différence entre un mécanisme de rupture par cisaillement local (poinçonnement) sans renforcement, changeant en une rupture par cisaillement généralisé (l'écoulement plastique du sol de fondation est moins localisé) avec le renforcement. Gourc et al. (1983) ont montré cet effet expérimentalement (figure 1.7.).

1.5.2.2. Effets du renforcement et du Trafic sur la profondeur d'ornièrre

1.5.2.2.1. Knapton et Austin (1996)), Essais grandeur nature, Chaussée non revêtue

Knapton et Austin (1996) ont employé une installation d'essai où le sol de fondation est une argile avec un CBR égal à un. Deux types de géogrille ont été employés, avec une géogrille ayant une rigidité torsionnelle plus importante que l'autre. L'épaisseur de la couche de base était de 400 mm. Les résultats sont rapportés dans le tableau 1.3.

1.5.2.2.2. Austin et Coleman (1993), Essais grandeur nature, Chaussée non revêtue

Austin et Coleman (1993) ont construit une route d'essai non revêtue sur une fondation ayant un CBR approximativement de 1. Une couche de base d'une épaisseur nominale de 200 mm a été construite avec une épaisseur de couche de base réelle allant de 180 à 280 mm. Le géosynthétique utilisé, l'épaisseur de la couche de base et le CBR du sol de fondation de chaque section sont énumérés dans le tableau 1.4. Le nombre de passages d'un camion avec une charge à l'essieu arrière de 80 KN nécessaire pour atteindre une profondeur d'ornièrre de 75 mm est également énuméré dans le tableau 1.4. Les résultats montrent une amélioration significative dans le comportement à l'ornièrage pour tous les géosynthétiques utilisés.

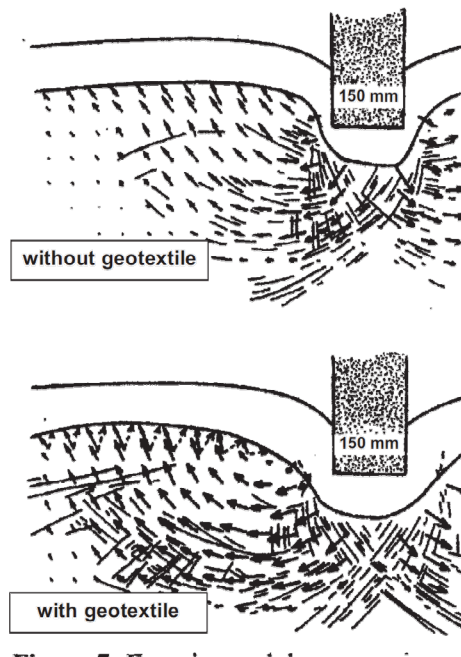


Figure 1.7. Démonstration expérimentale du mécanisme de rupture du sol de fondation avec et sans géotextile de renforcement.

Sans géotextile la rupture est plus localisée et du type poinçonnement. Avec renforcement, l'écoulement plastique du sol de fondation est moins localisé et correspond à un mécanisme de rupture par cisaillement généralisé (d'après Gourc et al. (1983)).

Tableau 1.3. Résultats de Knapton et Austin (1996).

Section de la chaussée	Moyenne maximale de la profondeur d'ornièr (mm) à	
	14 500 passages	52 000 passages
Non Renforcée	98	104
Géogrille 1	50	53
Géogrille 2	39	49

Tableau 1.4. Résultats de, Austin et Coleman (1993).

Description du Géosynthétique	Résistance à la traction (KN/m)		Épaisseur base (mm)	Sol fondation CBR	Nombre passages véhicules pour atteindre 75 mm de profondeur d'ornièr	Épaisseur de l'agrégat contaminé (mm)
	MD	XMD				
Géogrille 1	15,5	20,9	260	0,8	63	35
Géotextile 1	39,3	44,5	250	0,5	59	0
Géogrille 1 et Géotextile 2	15,5	20,9	220	0,9	45	0
Géogrille 3	14,2	15,9	240	1,0	45	60
Géogrille 2	17,6	32,9	220	0,9	43	45
Contrôle			260	0,8	13	137

1.5.2.3. Effets de l'épaisseur de la couche de base et du type de renforcement sur la profondeur d'ornièrè

Fannin et Sigurdsson (1996), Essais grandeur nature, Chaussée non revêtue

Fannin et Sigurdsson (1996) ont construit une matrice de sections d'essai en utilisant ici les géotextiles non-tissés et une géogrille biaxiale avec des épaisseurs de couche de base de 250, 300, 350, 400 et 500 mm. Les sections ont été établies sur une fondation type ayant une cohésion non drainée allant de 30 à 45 Kpa et une sensibilité approximativement de 7. Une section non renforcée a été construite pour chaque épaisseur de couche de base. Les sections ont été chargées avec un camion ayant une charge d'essieu arrière d'approximativement 80 KN. Les géotextiles utilisés (numérotés GT1-GT3) avaient des résistances et des rigidités décroissantes de GT1 à GT3. La géogrille était plus rigide que GT1. Les résultats de la profondeur moyenne d'ornièrè en fonction des passages de camions sont montrés sur la figure 1.8. L'épaisseur de la couche d'agrégat est dénotée par h dans ces figures. Les résultats montrent au début une augmentation relativement rapide de la profondeur d'ornièrè de 20-60 mm, après quoi la profondeur d'ornièrè se développe plus lentement avec l'augmentation des passages de camions et où cette stabilisation est plus grande pour les sections de couche de base plus épaisses. L'importance de la profondeur d'ornièrè pendant cette première période d'ornièrage rapide est plus grande pour les sections de couche de base plus épaisses, indiquant que la majorité de cet ornièrage est due aux déformations dans la couche d'agrégat.

Au delà de la première période d'ornièrage, il a été observé que le géotextile le plus rigide (GT1) travaille mieux dans les deux sections les plus minces ($h = 250$ et 300 mm). La performance de la section de géogrille devient relativement meilleure que les produits géotextile à mesure que l'épaisseur de la couche de base augmente. Pour des épaisseurs de la base de 350 mm et plus, la géogrille travaille mieux que les produits géotextile. Pour la section de base la plus épaisse ($h=500$ mm) les sections renforcées se comportent seulement légèrement mieux que la section non renforcée. Ce résultat montre que pour les sections de base épaisses, les contraintes au niveau du géosynthétique peuvent être trop petites pour poser des problèmes de séparation / filtration ou pour induire le mouvement latéral de l'agrégat de la couche de base tels que les avantages de renforcement sont réalisés.

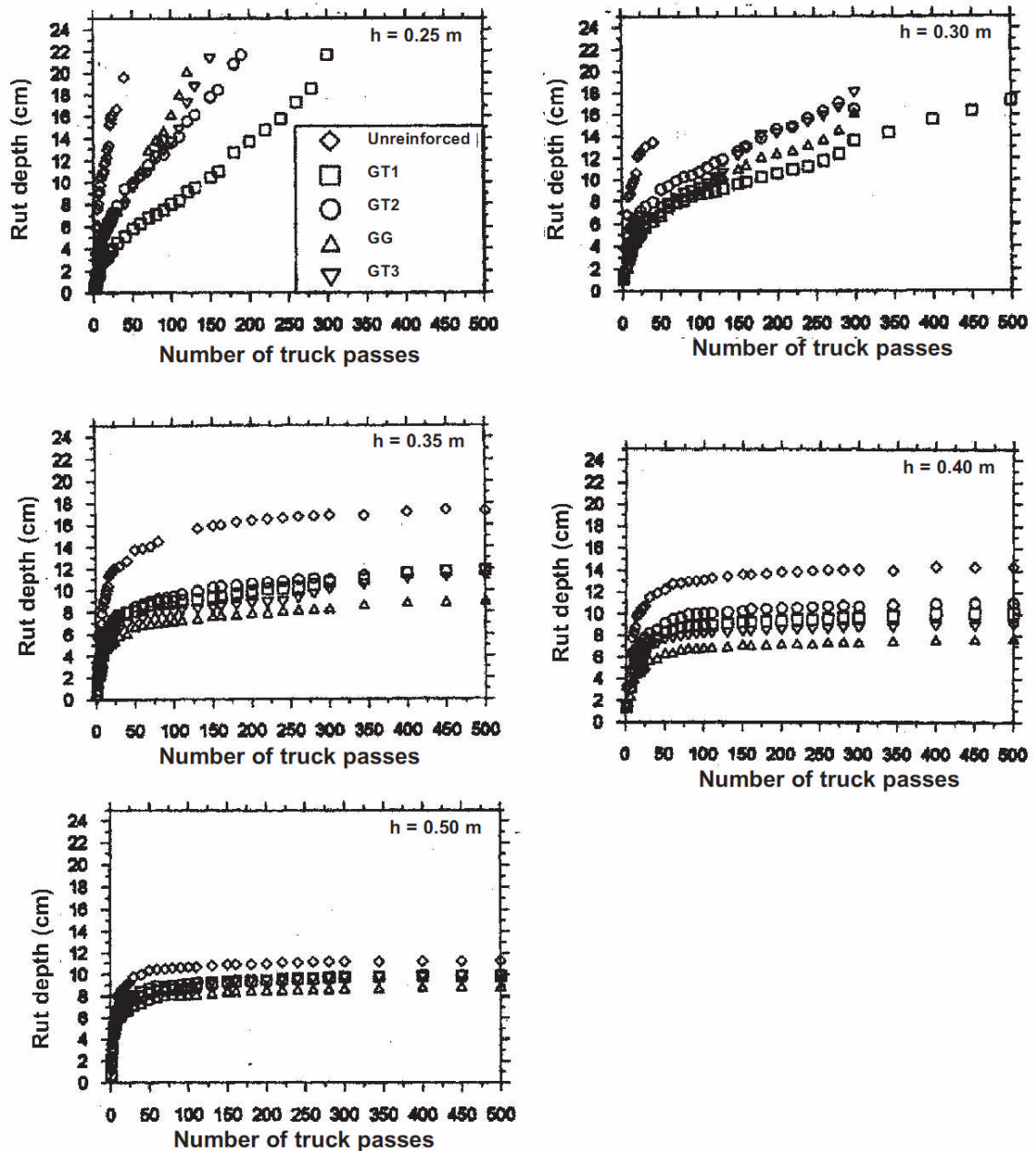


Figure 1.8. Résultats de Fannin et Sigurdsson (1996) d'essais grandeur nature.

Sections non revêtues contenant trois géotextiles différents (GT1-GT3) et une géogrille (GG) et chargées par un camion avec une charge d'essieu arrière de 80 KN. La contamination de l'agrégat de la base a été signalée dans les sections avec h-0.25 et 0,3 m. Aucune contamination n'a été signalée dans les sections de géogrilles pour h 0.35 m. Les résultats montrent l'importance de la séparation / filtration pour les sections de couche de base et la capacité de la géogrille de fournir le renforcement et la séparation pour une épaisseur de couche de base plus modérée.

1.5.2.4. Effets du type de géosynthétique et du positionnement à mi-profondeur ou au fond de la couche de base sur le TBR (taux de rentabilité du trafic)

Barksdale et al. (1989), Essais en salle, Chaussée revêtue en BB

Barksdale et al. (1989) ont exécuté une étude de modélisation exhaustive tant expérimentale qu'en éléments finis utilisant un type de géogridde et un type de géotextile. Des sections d'essai ont été construites sur une voie d'essai en salle et chargées avec une roue mobile. Les couches de revêtement et de base étaient relativement minces, alors que la charge appliquée était relativement légère. Des résultats d'essai sélectionnés sont montrés sur la figure 1.9. et, accompagnés d'informations sur les sections d'essai fournis dans le tableau 1.5. Le tableau 1.6 ci-après comporte les propriétés des géosynthétiques utilisés dans cette expérience.

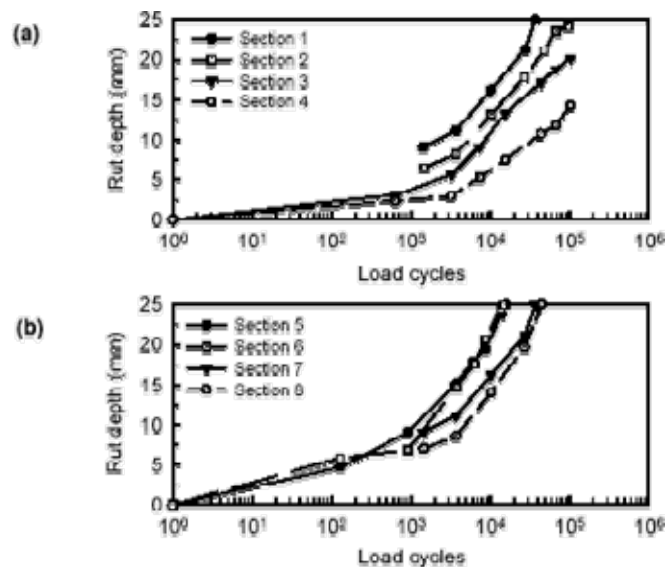


Figure 1.9. Résultats d'essais expérimentaux de Barksdale et al. (1989) :
(a) géosynthétiques au milieu de la base ; (b) géosynthétiques au fond de la base.

Barksdale et al. (1989) ont noté qu'une géogridde avec moins de rigidité qu'un géotextile généralement menait à une meilleure performance. Cette performance améliorée a été attribuée aux capacités d'imbrication de la géogridde et de son rôle d'empêcher l'étalement latéral du matériau de couche de base. Les résultats d'essai ont suggéré que le géotextile exigeait une déformation sensiblement plus élevée afin de mobiliser le même potentiel de renforcement que la géogridde. Le géotextile était supérieur à la géogridde dans l'empêchement du mélange du sol de fondation avec le matériau de couche de base. En utilisant la section de contrôle de la série précédente d'essai, des valeurs de TBR (rapport du nombre de cycles pour réaliser une profondeur particulière d'ornièr dans une section renforcée à celle d'une section identique non renforcée) de 17 et 2,5 respectivement, pour la géogridde et les sections géotextile ont été calculées, pour une profondeur d'ornièr de 12,5 mm.

Tableau 1.5. Données des sections d'essai de Barksdale et al. (1989).

Section	Géosynthétique	Position du géosynthétique	Épaisseur du BB (mm)	Épaisseur de la base (mm)	CBR Sol fondation
1	Non renforcée	Non renforcée	30	211	2,7
2	Géotextile D	Milieu base	33	196	2,7
3	Géotextile D	Milieu base	38	211	3,2
4	Géogrille A	Milieu base	34	216	3,2
5	Non renforcée	Non renforcée	30	211	2,5
6	Géogrille A	Fond base	28	206	2,5
7	Non renforcée	Non renforcée	30	211	2,7
8	Géotextile D	Fond base	30	206	2,7

Notes : NR = non rapporté ; MD =Direction machine ; XMD=Direction transversale

Collin et al. (1996), Essais en salle, Chaussée revêtue en BB

Collin et al. (1996) ont réalisé des essais avec des charges de roue mobiles dans une voie d'essai en salle afin de compléter les résultats d'essai de Haas et al. (1988) et Webster (1993). Deux types de géogrille et sections avec diverses épaisseurs de couche de base (figure 1.10.) ont été examinés dans l'étude.

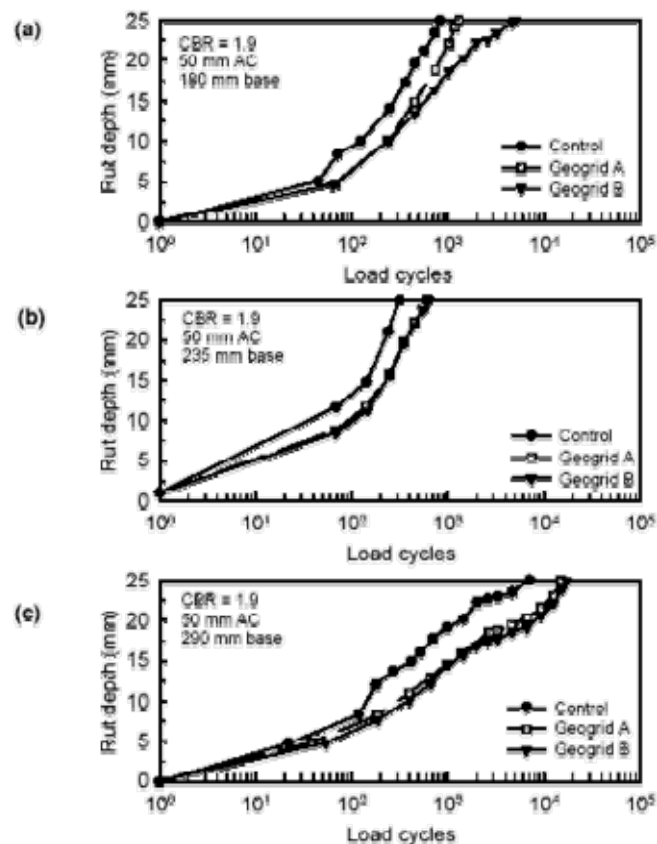


Figure 1.10. Résultats d'essais expérimentaux de Collin et al. (1996):

(a) base de 180 mm ; (b) base de 235 mm ; (c) base de 290 mm.

Collin et al. (1996) ont démontré que le comportement de la section d'essai a été amélioré en raison du renforcement par la géogridde et a été aussi amélioré avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche de base jusqu' à une épaisseur de la base de 255 mm, et puis a régressé avec l'augmentation continue de l'épaisseur de la couche de base quand la géogridde a été placée au fond de la base. Le nombre de roues chargées portées par les sections renforcées a excédé celui de la section de contrôle par un facteur de 10 pour une profondeur d'ornièrre de 25 mm. Le renforcement avec Géogridde a diminué les déformations initiales de la chaussée qui se produisent pendant les premières centaines de cycles de chargement avant que la section rigidifie. Le renforcement a entraîné l'aplatissement des courbes de déflexion fonction des cycles de chargement qui deviennent approximativement linéaires.

1.5.2.5. Effets de la rigidité des géogriddes sur l'ornièrage et sur le TBR Combiné à l'effet de l'épaisseur de la base et la résistance du sol

*Webster (1993), Essais grandeur nature,
Chaussée revêtue en BB*

Webster (1993) a construit des voies d'essai grandeur nature conçues pour l'usage dans les aéroports pour l'aviation légère. Les variables d'essai ont inclus la résistance de la fondation, l'épaisseur de la couche de base, le module de la géogridde, et le type et la position de la géogridde. La charge utilisée dans l'étude était relativement lourde. Les résultats d'essai et l'information sur les sections d'essai sont montrés sur la figure 1.11. Le tableau 1.6 ci-après comporte les propriétés des géogriddes utilisées dans cette expérience.

Webster (1993) a prouvé que les géogriddes flexibles n'étaient pas aussi efficaces que les géogriddes rigides pour le renforcement de la couche de base des chaussées revêtues souples. La rigidité de torsion de la géogridde, qui est régie en partie par les caractéristiques des jonctions, était le facteur le plus important déterminant la convenance du produit de géogridde. Les sections renforcées avec une géogridde rigide ont porté pas moins de 21 fois le nombre des charges du trafic comparativement à une section non renforcée. La valeur de ce facteur dépendait de la position de mise en place de la géogridde, de l'épaisseur de la couche de base, et de la résistance du sol de fondation.

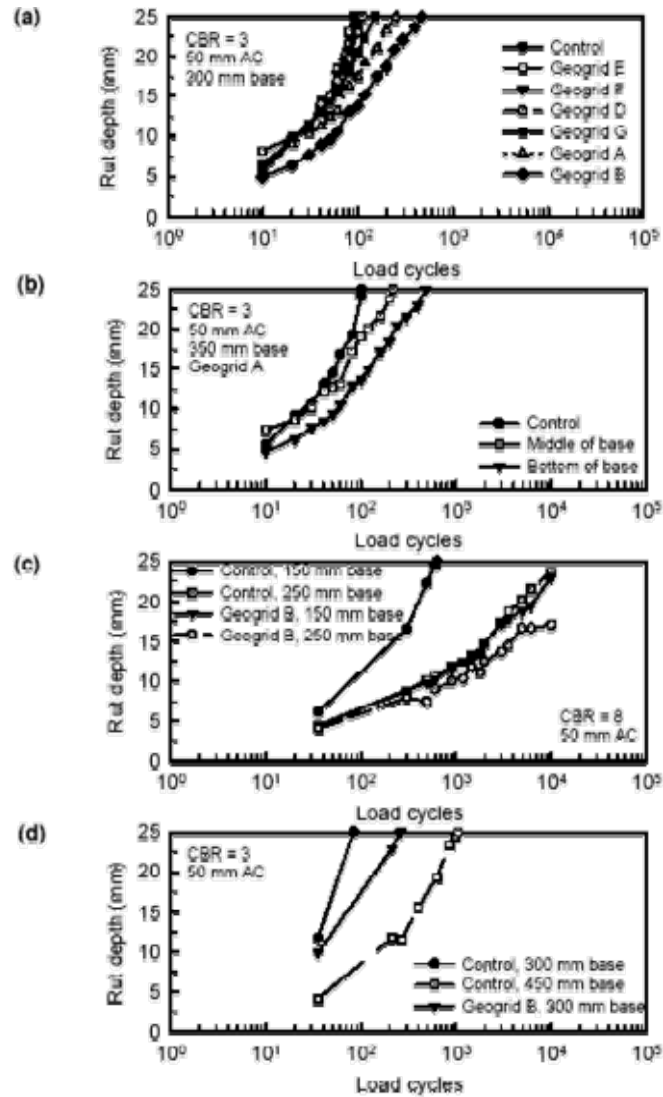


Figure 1.11. Résultats d'essais expérimentaux de Webster (1993) :

(a) base 300 mm, CBR sol fondation= 3 ; (b) base 350 mm, CBR sol fondation = 3 ; (c) base variable, CBR sol fondation = 8 ; (d) base variable, CBR sol fondation= 3.

Tableau 1.6. Propriétés physiques des géosynthétiques cités ci-dessus (d'après Perkins et al. (1997a)).

Type de Géosynthétique	Structure	Composition du polymère	Masse/Unité de Surface (g/m ²)	Dimensions des ouvertures MD/XMD (mm)	Module sécant à 5% MD/XMD (kN/m)
Géogrille A	Biaxiale	Polypropylène	203	25/36	180/260
Géogrille B	Biaxiale	Polypropylène	306	25/33	220/400
Géogrille C	Biaxiale	Polypropylène	247	46/44	220/340
Géogrille D	Tissée	Polyester/PVC	235	20/20	248/167
Géotextile A	Tissée	Polypropylène	120	-	NR
Géotextile D	Tissée	Polypropylène	970	-	NR/750
Géogrille E	Tissée	Polyester	270	30/33	227/124
Géogrille F	Biaxiale	Polypropylène	230	32/40	160/216
Géogrille G	Tissée	Polyester/PVC	193	18/19	218/161

NR= non rapportée ; MD = Direction Machine ; XMD = Sens Travers Machine.

1.5.3. Modélisation numérique

Perkins et Ismeik (1997) fournissent une vue d'ensemble de la majorité des études d'analyse numérique qui ont été conduites.

1.5.3.1. Modification du champ de contraintes par la géogridde et résistance à l'orniérage

Barksdale et al. (1982), Eléments finis, déformation plane et axisymétrie

Pour les routes non revêtues, Barksdale et al. (1982) ont entrepris une étude d'éléments finis en déformation plane et en axisymétrie sur les sols renforcés en géotextile. Les auteurs pouvaient comparer leurs résultats d'éléments finis à une série d'essais modèles physiques, qu'ils ont également effectués. Le programme d'éléments finis pouvait expliquer l'incapacité du matériau granulaire de supporter la tension, et l'incapacité de l'élément géotextile de supporter la compression ou la flexion. Une courbe non linéaire charge déflexion a été employée dans l'analyse pour l'élément géotextile.

En plus, des éléments spéciaux ont été employés pour capturer le comportement de frottement de l'interface, où la contrainte de cisaillement à l'interface a été limitée par un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres de friction à l'interface ont été pris des essais de cisaillement directs en laboratoire. Les limitations principales sont que l'analyse a négligé le champ de contraintes gravitationnel.

Les résultats de l'étude indiquent que les sections de route avec un géotextile éprouvent moins d'orniérage, et puissent résister à un plus grand nombre de cycles de chargement qu'une section de route non renforcée semblable. Les essais en laboratoire et le travail numérique indiquent que la présence des géotextiles modifie le champ de contraintes.

Il a été observé que les contraintes verticales et radiales sous la surface chargée ont été réduites, alors que les contraintes verticales de compression en dehors de la surface chargée avaient augmenté. Ces changements de contraintes ont été attribués à l'effet de membrane et à un accroissement du module de la fondation résultant du confinement latéral pourvu par le géotextile. La conclusion était que la modification du champ de contraintes résultant du géotextile était la raison principale de la plus grande résistance à l'orniérage observée.

1.5.3.2. Effet de la rigidité du Renforcement sur la déflexion et sur la contrainte de cisaillement à l'interface

Burd et Houlsby (1986), Eléments finis, grandes déformations planes

Burd et Houlsby (1986) ont développé un modèle d'éléments finis en grandes déformations qui a été employé pour analyser des résultats expérimentaux de sections d'essai de routes renforcées non revêtues mais, pourraient avoir une extension pour inclure les éléments de matériaux représentant une couche de bitume. La formulation en grande déformation a été incluse pour représenter les grandes profondeurs d'ornièrre qui peuvent se développer sur les routes non revêtues. Les éléments d'interface n'ont pas été inclus dans le modèle, ce qui implique une parfaite fixité entre les couches de sol et le géosynthétique. Le modèle a été employé pour prévoir la réponse d'une fondation reposant sur une couche de base avec un géosynthétique placé entre la base et le sol de fondation sous-jacent. Les prévisions du modèle ont été comparées aux résultats expérimentaux et une correspondance raisonnable a été réalisée. Les résultats expérimentaux ont montré une légère amélioration dans la courbe charge/déplacement pour les fondations renforcées pour des pénétrations de moins de 4mm de la fondation, alors que le modèle ne montrait pas des améliorations de cette sorte jusqu'à ce que la pénétration de la fondation ait excédé 4 mm. Pour une pénétration de fondation de plus que 4 mm, l'amélioration montrée par la base renforcée est devenue significative pour les résultats tant du modèle que des essais expérimentaux; le modèle pouvait en plus, prévoir les résultats expérimentaux pour de plus grands déplacements, et cette prévision est devenue d'autant plus significative à mesure que le déplacement de la semelle de fondation augmentait.

Burd et Brocklehurst (1990), Eléments finis, grandes déformations planes et axisymétrie

Burd et Brocklehurst (1990) ont appliqué le même modèle précédent à une fondation plus large. L'analyse a été effectuée en déformation plane avec un chargement statique et l'effet de la rigidité du renforcement sur les déflexions a été mesuré. Il a été supposé qu'aucun glissement ne s'est produit à l'interface sol-géosynthétique. Un modèle de matériau élastique parfaitement plastique sans frottements a été utilisé pour la couche de fondation en argile, et un modèle de matériau élastique parfaitement plastique avec frottements avec une règle d'écoulement non-associative, a été utilisé pour la base, et le renforcement a été modélisé comme matériau élastique qui ne pourrait pas supporter la compression.

Similairement aux résultats obtenus par Burd et Houlsby, le modèle n'a pas montré des améliorations dans la courbe charge/déplacement jusqu'à ce que 12 mm de tassement se soient produits. Le modèle a été employé dans une étude paramétrique pour démontrer l'influence de la rigidité du géosynthétique pour améliorer la performance. Burd et Brocklehurst (1990) ont introduit l'extension de ce modèle pour inclure des éléments d'interface. Le modèle a été utilisé pour prévoir la réponse d'une semelle de fondation placée sur une couche de base avec le renforcement entre la base et le sol de fondation. Les analyses d'éléments finis ont prévu une amélioration négligeable de la charge en fonction de la réponse de déplacement jusqu'à ce qu'un déplacement au-dessus de 25 mm ait été réalisé. En général, le modèle avec des éléments d'interface a montré moins d'amélioration que le modèle sans éléments d'interface. À la lumière de la comparaison des résultats du modèle et de l'expérience exécutés par Burd et Houlsby (1986), il s'avère que des éléments d'interface sont exigés seulement quand les grands déplacements de fondations étaient présents.

Si les résultats ont indiqué, comme il a été signalé ci-dessus, que la rigidité du renforcement a eu un effet marginal sur les déflexions résultantes; cependant, elle a eu un effet substantiel sur l'importance des contraintes de cisaillement agissant à l'interface géosynthétique/sol. Le tracé de la contrainte de cisaillement calculée agissant en fonction de la distance de la ligne centrale de la charge est montré dans la figure. 1.12., où la courbe A correspond à la plus faible rigidité du géosynthétique et la courbe E correspond à la plus forte rigidité du géosynthétique.

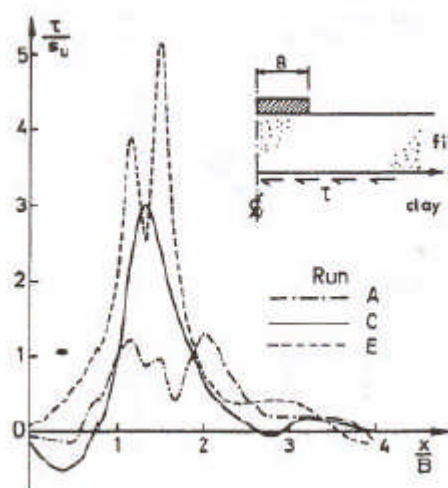


Figure 1.12. Contrainte de Cisaillement à la base de l'agrégat (Burd et Brocklehurst, 1990)

Il est clair que la valeur de la rigidité du géosynthétique a un grand effet sur la contrainte de cisaillement à l'interface, avec la rigidité la plus élevée du géosynthétique créant la contrainte de cisaillement la plus élevée. Les auteurs ont proposé d'expliquer ce résultat par l'effet du confinement latéral fourni par le géosynthétique sur le matériau de la base. De plus, la conclusion a été faite que peu d'avantage peut être gagné en employant un géosynthétique excessivement rigide pour de petites déflexions sous le chargement statique pendant que de grandes contraintes de cisaillement sont développées à l'interface sol/base.

***Dondi (1994), Eléments finis, logiciel ABAQUS
Etude tridimensionnelle statique***

Des études numériques semblables à celle citée ci-dessus ont été réalisées sur les routes revêtues. La différence principale entre l'utilisation de géosynthétiques dans des routes revêtues et non revêtues est que l'effet de renforcement de membrane généralement ne se développe pas dans le cas de chaussées revêtues. Afin que l'effet de membrane se produise, de grandes déflexions dans le géosynthétique sont exigées. Cependant, pour les routes revêtues, les grandes déflexions ne sont pas acceptables. Par conséquent, si le géosynthétique n'est pas pré-tendu pendant la construction, l'effet de membrane ne peut pas jouer pour fournir quelque renforcement que ce soit.

Une telle étude a été faite par Dondi (1994) qui a réalisé une étude tridimensionnelle statique d'éléments finis d'une route revêtue renforcée en utilisant le programme ABAQUS. Différents modèles de matériaux ont été employés pour chaque couche du profil en travers de la route. Un modèle de matériau élastique a été utilisé pour le matériau de BB (Béton Bitumineux) et le géosynthétique. Il a été supposé que le matériau de la base est élastique parfaitement plastique, cohésif, matériau non associé avec critère de rupture de Drucker-Prager. Il a été supposé que la fondation est un matériau élastique parfaitement plastique, cohésif de type Cam-Clay. En plus, il a été supposé que le comportement de friction de l'interface géosynthétique/sol suit un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Les résultats de l'analyse prouvent que l'utilisation de géosynthétiques dans des routes revêtues est avantageuse. Par exemple, sous le chargement de calcul considéré, italien (charge d'essieu de 130 KN), une réduction de 20% de déflexion verticale a été calculée pour un module géosynthétique de 1200 KN/m, et une réduction de 15% pour un module de 600 KN/m. En plus, on a constaté que les contraintes de cisaillement dans la fondation ont été réduites pour les sections renforcées.

Wathugala et al. (1996), Eléments finis, logiciel ABAQUS, Axisymétrie

Un autre exemple d'une étude d'éléments finis sur une chaussée souple renforcée par géosynthétique est celle conduite par Wathugala et al. (1996). Les auteurs ont choisi d'analyser l'effet de différents modèles de matériaux pour le sol et le BB. Les modèles de matériaux élastiques et élastoplastiques ont été employés. Le géosynthétique a été supposé élastique pour tous les cas étudiés. En plus, l'effet du module géosynthétique a été étudié. Le problème a été idéalisé comme axisymétrique, et le programme ABAQUS a été employé pour exécuter l'analyse.

Les résultats des analyses numériques indiquent que l'utilisation du géosynthétique dans des routes revêtues est avantageuse. Les résultats de l'analyse élastoplastique indiquent que la présence du géosynthétique réduit les déflexions suite à l'application de la charge par rapport au cas non renforcé. En plus, la déflexion dépend de la rigidité du géosynthétique, avec un renforcement géosynthétique plus rigide produisant de plus petites déflexions. De même, les déflexions plastiques restantes après la suppression de la charge sont plus petites quand un géosynthétique plus rigide est employé. En d'autres termes, un géosynthétique plus rigide produira une plus petite déflexion.

Les résultats des analyses purement élastiques se sont avérés ne pouvant pas représenter exactement le comportement de la route. Cette conclusion a été tirée du résultat pour lequel les solutions élastiques ont prévu une contrainte de tension au fond de la couche de base. Puisque le matériau de la base est censé représenter un matériau purement granulaire de calcaire concassé qui ne peut pas supporter de tension, ce résultat est clairement erroné. En plus, l'analyse élastique ne pourrait pas capturer les déplacements plastiques restants après que la charge ait été supprimée. Pour ces raisons une analyse élastoplastique devrait être conduite.

1.6. Conclusion

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler que les géosynthétiques sont employés en géotechnique routière depuis plus de 30 ans. Les géosynthétiques assurent diverses fonctions, à savoir, filtre, séparation, drainage, barrière, protection, et renforcement.

En ce qui concerne notre présent mémoire nous nous intéressons exclusivement au rôle de renforcement du géosynthétique. Il faut dire qu'en général, le besoin de renforcement augmente quand la résistance de la fondation diminue, le poids des véhicules et le nombre des passages augmente et quand un comportement rigoureux de la chaussée, est souhaité.

Nous avons vu que les géotextiles et notamment les géogrilles permettent d'augmenter d'une manière significative le facteur de sécurité. Il s'agit aussi d'une amélioration de la performance et une réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

La géogrille interposée entre la couche de base et le sol de fondation permet d'augmenter la capacité portante du sol de fondation, et permet aussi d'empêcher le mouvement latéral du matériau de couche de base, et du sol de fondation. La géogrille permet notamment de réduire l'orniérage suite à l'augmentation de la capacité portante, et d'augmenter la durée de vie de la chaussée.

Les avantages apportés par la géogrille sont expliqués par deux principaux mécanismes qui sont :

- Autoblocage latéral ;
- Effet de membrane tendue.

En pratique, pour le trafic aléatoire, il est peu probable que la profondeur d'ornière suffisante puisse être développée pour mobiliser la fonction de renforcement de membrane tendue. Pour ce cas, le renforcement de géogrille fournissant un mécanisme de confinement latéral de la couche de base sera le plus approprié. Pour des situations où la base est relativement mince, le trafic est canalisé et les profondeurs d'ornière relativement grandes sont permises, la fonction de renforcement de membrane tendue est la plus appropriée.

Les mécanismes de renforcement cités ci-dessus ont été mis en évidence par des expériences, en laboratoire, sur modèle réduit, et en grandeur nature.

Les résultats des études expérimentales prouvent que le renforcement de la couche de base des chaussées souples par la fonction d'empêchement de l'étalement latéral de ce matériau est faisable quand la section a été correctement conçue. Une conception appropriée pourrait

inclure l'utilisation d'un séparateur/filtre et/ou l'incorporation de couches structurales d'épaisseur suffisante pour empêcher le développement d'ornièrre de profondeur excessive pour un nombre restreint de cycles de charge. L'amélioration peut être définie en termes de taux de rentabilité du trafic, indicatif d'une augmentation de la durée de vie de la structure de la chaussée, où les valeurs courantes de TBR se sont étalées entre 3 et 10, ou en termes d'équivalence de couche de base, où les réductions d'épaisseur de couche de base se sont étalées entre 22 et 50%.

Il est vrai que le travail expérimental effectué jusqu'aujourd'hui indique les promesses et la faisabilité d'employer les géosynthétiques, principalement les géogrilles, pour renforcer la couche de base des chaussées souples, où l'amélioration s'avère être par l'empêchement de l'étalement latéral de la couche de base.

Cependant ces résultats expérimentaux pris par eux-mêmes semblent être insuffisants pour le développement d'un procédé reconnu de conception dû aux nombreuses variables dépendantes influant le problème.

L'importance des variables telles que la résistance du sol de fondation, l'épaisseur et le type de la couche de base, le type de géosynthétique, le positionnement et le nombre de couches de géosynthétique, et l'importance de la charge du trafic, tous ont montré un effet sur l'amélioration du comportement du renforcement.

D'autres fonctions du géosynthétique telles que la séparation, la filtration et le drainage sont des considérations importantes à faire dans les routes aussi bien revêtues que non revêtues, car si ces fonctions sont ignorées, elles peuvent finalement mettre en cause toutes les améliorations fournies par le renforcement apporté par la géogrille.

Ceci dit pour les études expérimentales. Par ailleurs des degrés variables de succès ont été réalisés dans le développement de modèles d'éléments finis pour prévoir la réponse des chaussées souples renforcées.

Certaines études ont montré notamment, que la rigidité du renforcement avait un effet relativement marginal sur les déflexions résultantes mais, par contre, un effet substantiel sur l'importance des contraintes de cisaillement agissant à l'interface géogrille/sol.

Peut-être la limitation la plus significative de tous les modèles développés jusqu'ici est l'incapacité de prévoir la réponse de sections revêtues au-dessus d'un certain nombre de cycles répétés de charge. Tous les modèles ont été développés pour prévoir la réponse des chaussées sous l'application d'une charge unique. Ainsi, un modèle mécaniste qui peut prévoir le comportement pour tout nombre de cycles appliqués de charge est exigé. Les implications de

modélisation pour les matériaux des diverses couches de chaussée dans un système renforcé pour une telle approche sont significatives. Pour les matériaux de base et de sol de fondation, un modèle de matériau capable de calculer des déformations continues plastiques avec l'augmentation du nombre de cycle de charge est nécessaire. Les modèles conventionnels élastiques-plastiques ne sont pas capables de prévoir de telles déformations plastiques quand une charge de grandeur constante est répétée cycliquement. Des dispositifs semblables sont nécessaires pour les matériaux géosynthétiques, avec des dispositifs qui modélisent la rigidité torsionnelle, le fluage, la relaxation des contraintes, et les caractéristiques dynamiques d'interaction sol-géosynthétique des matériaux.

Toutefois, nous allons voir dans le paragraphe 2.7 qu'on peut passer d'une analyse quasi-statique d'un multicouche soumis à un trafic correspondant à une charge unique, au trafic réel N , puisque les mécanismes de rupture relatifs aux deux types de chargement sont identiques. Cette liaison entre les deux types de chargement se fait à travers des diagrammes de fatigue établis suite à des essais grandeur nature sur des chaussées renforcées et non renforcées.

CHAPITRE 2

METHODOLOGIES DE CONCEPTION DES CHAUSSEES

2.1. Introduction

Plusieurs méthodologies de conception ont émergé depuis les années 70 et qui abordent le renforcement par géosynthétique. Dans les années 70 et début des années 80, la géogrille n'était pas encore développée, et l'on employait le géotextile pour la fonction de renforcement. Ensuite à partir de la mi-80 le renforcement est réalisé exclusivement avec les géogrilles. L'examen du travail significatif concernant les méthodes de conception, indique quatre qui méritent davantage de discussion. Les théories dont s'appuient ces quatre méthodes sont des travaux originaux qui ont contribué considérablement à une meilleure compréhension des géosynthétiques utilisés dans des applications de chaussée. Ces méthodes ont été présentées par les auteurs suivants: Barenberg et al. (1975), Giroud et Noiray (1981), Houlsby et Jewell (1990) dont la méthode, comme on le verra diffère des deux premières, dans le sens où elle admet des hypothèses différentes des deux premières, relatives à l'amélioration des facteurs de capacité portante. Enfin Giroud et Han (2004 a,b) dont la méthode, vient améliorer la méthode de Giroud et Noiray (1981), notamment en tenant compte de la propriété d'imbrication du matériau de couche de base avec les ouvertures de la géogrille et la notion de la propriété importante de la géogrille à travers le module de stabilité des ouvertures de la géogrille, J , exprimé en $m N^{\circ}$. Ces quatre méthodes seront développées ci-après dans les paragraphes 2.2, 2.3, 2.4 et 2.5. Dans le paragraphe 2.6 nous ferons la comparaison des 4 méthodes par des exemples numériques et, le paragraphe 2.7 comportera une conclusion qui clôturera ce présent chapitre.

2.1.1. Conception des Routes Provisoires

Les techniques de conception qui sont fondées principalement sur la fonction de renforcement par membrane tendue sont appropriées pour les chaussées pour lesquelles il peut être autorisé des déformations relativement grandes généralement plus grandes que 75 mm. Cela vaut en général pour les routes non revêtues qui sont considérées provisoires. Puisque la déformation d'ornièrre s'accumule avec les passages du trafic, l'accomplissement de l'effet de membrane tendue requiert un trafic canalisé.

La majorité des techniques de conception proposées pour les routes provisoires reposent sur la théorie de capacité portante pour analyser le potentiel de rupture par cisaillement du sol de fondation. En général, la plupart des techniques évaluent la pression verticale agissant sur le sol de fondation en considérant la distribution de contraintes de la charge de la roue à travers l'agrégat de la couche de base. L'addition d'un géosynthétique agissant en tant qu'une membrane tendue sert à réduire la contrainte verticale agissant sur le sol de fondation. Les méthodes employées pour expliquer cette réduction de contrainte verticale est le point de distinction principal entre les diverses méthodes proposées. Expliquer la réduction de contrainte par le mécanisme de renforcement permet de choisir une épaisseur de couche de base qui limite la contrainte verticale sur le sol de fondation à un niveau qui n'excède pas la capacité portante du sol de fondation. Des équations empiriques alors sont généralement employées pour relier la profondeur d'ornièrre cumulée à l'importance de la charge des véhicules et au nombre de passages du trafic.

Tensar (1998) a fourni un résumé des techniques de conception. Les premières méthodes proposées par Barenberg et al. (1975) et Steward et al. (1977) ont exprimé l'amélioration due à l'effet de membrane tendue en termes d'augmentation du facteur de capacité portante appliquée à la cohésion non drainée du sol de fondation. Barenberg et al. (1975) ont proposé que $N_c = 3,3$ sans géotextile et qu'il soit élevé jusqu' à 6,0 avec un géotextile. Steward et al. (1977) ont fourni un ensemble de facteurs plus détaillés qui étaient appropriés pour des situations où un faible orniérage était requis et où l'orniérage profond pourrait être toléré (tableau 2.1). Steward et al. (1977) ont commenté que l'utilisation de cette fonction de renforcement était appropriée seulement pour des sols de fondation ayant un CBR < 3 et que l'autre fonction de séparation, de filtration et de drainage gouvernerait pour des sols de fondation plus résistants. Tensar (1998) a élaboré une directive de conception concernant l'utilisation des géogrilles biaxiales de Tensar suivant la méthode de Steward et al. (1977).

Tableau 2.1. Facteurs de capacité portante pour les routes non revêtues.
Par Steward et al. (1977).

Niveau du Trafic	N_c	Performance	
Fort	2,8	Très faible Orniérage	Sans Géotextile
Faible	3,3	Orniérage profond	Sans Géotextile
Fort	5,0	Très faible Orniérage	Avec Géotextile
Faible	6,0	Orniérage profond	Avec Géotextile
Niveau du Trafic Fort > 1000 passages d'un essieu de 80 KN ; Trafic Faible < 100 passages du même essieu			

Giroud et Noiray (1981) ont admis une certaine géométrie de la déformée du géosynthétique (le géosynthétique considéré à l'époque par les deux auteurs était le géotextile). Ils ont admis que la répartition de la charge de roue à travers la couche de base suit un angle de diffusion de charge. Il a été indiqué que l'angle de diffusion de charge pouvait être influencé par le renforcement selon le mécanisme de confinement latéral de la couche de base, toutefois pour des applications géotextile l'hypothèse conservatrice a été faite que cet angle était inchangé et reste égal à celui d'une chaussée non renforcée. Pour des géotextiles, l'effet de renforcement découle du développement des forces de tension quand le géotextile se déforme comme une membrane tendue. Giroud et Noiray tiennent compte de l'effet des passages du trafic par l'incorporation de relations à l'origine basées sur le travail de Hammit (1970), qui a fourni une relation empirique entre la profondeur d'ornièrre et le nombre de passage du trafic, de la charge de la roue, et de la résistance du sol de fondation.

Houlsby et Jewell (1990) notent que la méthode de Giroud et de Noiray n'est applicable que pour le trafic canalisé uniquement et ne s'applique pas au cas où les véhicules peuvent rouler aléatoirement sur la surface de la chaussée. Les méthodes décrites ci-dessus supposent que toute la profondeur d'ornièrre est développée dans le sol de fondation et que la base se déplace comme un bloc. Pour beaucoup de situations impliquant des sols de fondation faibles et une épaisseur de couche de base mince, cette hypothèse est, pour tous les buts pratiques, correcte. Pour d'autres situations, cependant, des déformations consistantes peuvent se développer dans l'agrégat de la base comme démontré par Fannin et Sigurdsson (1996) pour les routes non revêtues et par Webster (1993) pour les routes revêtues.

Giroud et Han (2004 a,b) ont exploité les données récentes de terrain et d'essais en laboratoire, Fannin et Sigurdsson 1996; Gabr 2001, pour améliorer la méthode de conception de Giroud et Noiray (1981) des routes non revêtues renforcées par géogrille. Essentiellement, les études in situ et en laboratoire ont fourni à Giroud et Han les données nécessaires pour le calibrage et la vérification de la méthode.

2.1.2. Conception des Routes Permanentes

Plusieurs techniques de conception ont été proposées pour le renforcement des routes revêtues. Ces méthodes ont été proposées pour évaluer les options consistant à réduire l'épaisseur de la couche de base, augmenter la durée de vie de la chaussée ou une combinaison des deux. Ces méthodes utilisent le guide de conception des chaussées revêtues de l'**AASHTO** (American Association of State Highway Transportation Officials).

2.1.3. Fonction de Séparation, Filtration et Drainage

En plus du rôle de renforcement évoqué ci-dessus, le géosynthétique peut remplir d'autres rôles importants qui sont, la séparation, filtration et drainage.

La séparation peut empêcher les granulats du matériau de la couche de base d'être contaminés par le sol de fondation sous-jacent. Les fonctions de filtration et de drainage sont très probablement des fonctions secondaires durant la phase de construction mais peuvent s'avérer utiles dans les situations où le volume de trafic de construction est relativement lourd.

2.2. Méthode de Barenberg

2.2.1. Présentation de la méthode

Barenberg et al. (1975) présentent une méthode qui utilise différents facteurs de capacité portante pour les applications en routes non revêtues avec ou sans géotextile. En utilisant le critère de Rupture de Mohr coulomb pour les sols, la résistance au cisaillement τ est

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (2.1)$$

Où c est la cohésion, σ la contrainte verticale et φ l'angle de frottement.

Pour les sols de fondation mous argileux, saturés ou proches de la saturation, les charges mobiles de roue sont temporaires, signifiant qu'un chargement non drainé est applicable.

Alors : $\varphi = 0$ et $\tau = c$. (2.2)

S'appuyant sur la théorie d'équilibre plastique, la capacité portante ultime q_d pour les sols en cette condition est : $q_d = (2 + \pi)c$ (2.3)

Cependant les déformations plastiques localisées qui peuvent causer de quelque manière la rupture localisée commencent vers la limite élastique $q_d = \pi c$ (2.4)

Barenberg et al. (1975) ont conduit des essais en laboratoire (chargement cyclique bidimensionnel) avec un géotextile (de type Mirafi) placé entre l'agrégat constitué d'une grave concassée, et un sol de fondation d'argile molle saturée. Des répétitions de charge de moins de 100 sont appliquées.

Les niveaux de contraintes sur le sol de fondation ont été estimés en employant la distribution de contraintes de Boussinesq sous une surface circulaire chargée, et les rapports entre la contrainte sur le sol de fondation calculée et la résistance mesurée du sol ont été développés.

La contrainte admissible sur la surface du sol de fondation était :

avec un géotextile :
$$\sigma_{z\text{ admissible}} = 6c \quad (2.5)$$

Cependant sans géotextile, ce rapport était :
$$\sigma_{z\text{ admissible}} = 3,3c \quad (2.6)$$

Ces nombres sont très proches des valeurs théoriques de la rupture de capacité portante générale et locale. Barenberg et al. (1975) n'ont pas considéré le module de tension ou la résistance (ou toute propriété mécanique) du géotextile en développant leur méthode de conception. Les effets des charges de trafic quand le nombre de passages de véhicules excède 100 ont été pris en compte par Steward et al. (1977) par la réduction des valeurs de N_c .

Le procédé de conception simple de Barenberg et al., est comme suit :

- 1) Déterminer une cohésion équivalente du sol de fondation, souvent basée sur la résistance au cisaillement non drainée ;
- 2) Déterminer une charge de roue maximale ;
- 3) Choisir le facteur de capacité portante approprié (N_c), où $N_c = 6$ (géotextile inclus) et $N_c = 3,3$ (aucun géotextile) ;
- 4) Calculer la pression supportée admissible sur le sol de fondation (p_a), où $p_a = c (N_c)$ pour chaque cas et $c =$ cohésion telle que le facteur de sécurité = 1 ;
- 5) Déterminer l'épaisseur d'agrégat grave concassée pour chaque cas en utilisant le diagramme correct de conception, basé sur la charge de roue maximale prévue et les deux pressions supportées admissibles ;
- 6) Choisir un géotextile en se basant sur les facteurs d'installation et d'autres critères environnementaux, et déterminer son coût ;
- 7) Evaluer les deux sections proposées (renforcée et non renforcée) pour déterminer la moins coûteuse.

2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'agrégat par la méthode de conception de Barenberg et al.

Barenberg et al. (1975) ont supposé que la contrainte transmise à la surface du sol de fondation à travers la couche d'agrégat peut être approchée par une distribution de contraintes de Boussinesq en considérant un demi-espace homogène, isotrope et élastique.

La chaussée supporte une roue supposée unique et immobile et munie d'un pneumatique gonflé à une pression p . La charge qui repose sur la roue est égale à P et le rayon de l'aire d'empreinte est égal à a . Et : $P = \pi p a^2$ (2.7)

Il est important de connaître la pression maximale σ_z sur le sol naturel supportant la chaussée car c'est cette pression qui conditionne la tenue du sol et par voie de conséquence celle de la chaussée. Une approche intéressante du problème est donnée par la théorie de Boussinesq. Le milieu est considéré élastique, homogène, semi-indéfini, chargé en surface par une force concentrée ou des pressions réparties. Dans le cas où la charge est uniformément répartie sur un cercle de rayon « a » pour les points de l'axe de révolution :

$$\sigma_z = p \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.8)$$

$$\begin{aligned}
 \text{D'où : } \sigma_z &= p \left[1 - \left(\frac{z^2}{a^2 + z^2} \right)^{3/2} \right] = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (a/z)^2} \right)^{3/2} \right] \Rightarrow \\
 \left(\frac{1}{1 + (a/z)^2} \right)^{3/2} &= 1 - \frac{\sigma_z}{p} \Rightarrow \frac{1}{1 + (a/z)^2} = \left(1 - \frac{\sigma_z}{p} \right)^{2/3} \Rightarrow 1 + (a/z)^2 = \left(1 - \frac{\sigma_z}{p} \right)^{-2/3} \\
 \Rightarrow \frac{a}{z} &= \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_z}{p} \right)^{-2/3} - 1} \Rightarrow z = \sqrt{\frac{a^2}{\left(1 - \frac{\sigma_z}{p} \right)^{-2/3} - 1}} = \sqrt{\frac{\frac{P}{\pi p}}{\left(1 - \frac{N_c C_u}{p} \right)^{-2/3} - 1}}
 \end{aligned}$$

Avec d'après les facteurs de capacité portante N_c admis par Barenberg et al.(1975) :

$$\boxed{z_u = \sqrt{\frac{\frac{P}{\pi p}}{\left(1 - \frac{3,3 C_u}{p} \right)^{-2/3} - 1}}} \quad \boxed{z_r = \sqrt{\frac{\frac{P}{\pi p}}{\left(1 - \frac{6 C_u}{p} \right)^{-2/3} - 1}}} \quad (2.9)$$

Où z_u (m) : épaisseur de la base non renforcée

z_r (m) : épaisseur de la base renforcée.

P (KN) : Charge de la roue.

p (Kpa) : pression de contact pneu chaussée

C_u (Kpa) : cohésion non drainée du sol de fondation

N_c : facteur de capacité portante. Avec $N_c = 3,3$ (chaussée non renforcée).

$N_c = 6,0$ (chaussée renforcée avec géotextile)

2.3. Méthode de Giroud et Noiray

2.3.1. Présentation de la méthode

Giroud et Noiray (1981) ont présenté la première méthode qui utilise le module ou la résistance à la traction du géotextile pour déterminer l'épaisseur équivalente de la section renforcée comparée à une section sans géotextile. Giroud et Noiray (1981) ont considéré un sol de fondation mou, cohésif, saturé sous chargement non drainé, et que l'effet du géotextile placé entre l'agrégat et le sol de fondation va modifier la manière de rupture, par insuffisance de capacité portante de, locale (proche de la limite d'élasticité) à générale (plastique). Ainsi, ces deux auteurs ont appliqué les mêmes principes de mécanique de sol que Barenberg et al. (1975). Cependant, Giroud et Noiray (1981) ont élargi ce concept pour tenir compte de l'effet de membrane du géotextile.

L'effet de membrane se rapporte au fait que le matériau contenu par le côté concave de la membrane étirée et flexible est à une pression plus élevée que la pression exercée par le matériau au dessus de la membrane. A mesure que la chute de portance entraîne la déformation du sol de fondation, le géotextile subit la déformation, qui le met en tension. La résistance à la traction du géotextile, lui permet alors, de supporter la charge et de confiner le matériau au-dessus du géotextile, le rendant plus résistant (fig. 2.1). Le module, K , du géotextile est de plus en plus actif à mesure que les profondeurs d'ornièrre augmentent (l'action de membrane se produit en grandes déformations).

Comme Barenberg et al. (1975), cette théorie et la technique de conception sont fondées sur l'hypothèse que le sol de fondation est d'une profondeur suffisante, H_{\min} , pour permettre aux zones plastiques associées à la capacité portante ultime, de se développer. Pour ce qui est de la distribution de contraintes proposée par Giroud et Noiray (1981), H_{\min} est donnée par :

$$H_{\min} = \frac{B + 2h \tan \alpha}{\sqrt{2}} \quad (2.10)$$

Où B est la largeur de la surface chargée (fig. 2.2 b), h est l'épaisseur de la couche d'agrégat, et α l'angle de distribution des contraintes (fig. 2.3). Giroud et Noiray (1981) ont admis une valeur de 0,6 pour $\tan \alpha$.

La formule (2.10) peut être vérifiée aisément. En effet, en raison du mécanisme de rupture supposé à 45° dans la zone plastique, la profondeur de la zone plastique, H_p , (fig. 2.4) peut être exprimée comme suit :

$$H_p = a\sqrt{2} \quad (2.11)$$

$$\text{De la figure (2.3), } 2a = B + 2h \tan \alpha \quad (2.12)$$

Par conséquent, la profondeur de la zone plastique peut être estimée et vérifiée comme suit :

$$H_p = a\sqrt{2} = \frac{B + 2h \tan \alpha}{2} \sqrt{2} = \frac{B + 2h \tan \alpha}{\sqrt{2}} = H_{\min}. \text{ Ce qui vérifie la formule (2.10).}$$

Le tableau (2.2) présente les valeurs H_{\min} pour une couverture d'agrégat minimale de 0,15 m. Le tableau montre que dans tous les cas courants l'épaisseur de la zone plastique, qui est, ici, de l'ordre du demi mètre, est toujours vérifiée.

En prenant en compte un camion à roues jumelées avec un essieu de charge P, et une pression des pneus, p_c . La largeur B (m), de la charge de la roue est donnée par (Giroud et Noiray 1981) pour des camions routiers et pour des camions non routiers comme suit :

$$B = \sqrt{\frac{P}{p_c}} \text{ pour des camions routiers. } B = \sqrt{\frac{P\sqrt{2}}{p_c}} \text{ pour les camions non routiers.} \quad (2.13)$$

Tableau 2.2. Epaisseur de zone plastique dans le sol de fondation pour une couche d'agrégat d'épaisseur 0.15 m

Charge Essieu (KN)	Pression Pneu (Kpa)	Largeur B du pneu camions routiers (m)	Largeur B du pneu camions non routiers (m)	Epaisseur zone plastique camions routiers (m)	Epaisseur zone plastique camions non routiers (m)
80	480	0,41	0,49	0,42	0,47
130	662	0,44	0,53	0,44	0,50

Les autres hypothèses concernant le géosynthétique incluent que :

1. Le géotextile ne rompt pas ;
2. La forme du géotextile déformé se compose de paraboles (fig. 2.1) ;
3. L'agrégat ne glissera pas le long de la surface du géotextile ;
4. L'élongation, ou déformation, est uniforme sur tout le long du géotextile ; et
5. Le module du géotextile, K, utilisé dans la conception est le module sécant obtenu à partir des essais de tension.

En plus de l'introduction du support par tension fourni par le géotextile, il y a deux manières supplémentaires dont la théorie de Giroud et Noiray diffère de celle présentée par Barenberg et al. La plus significative est la forme de la distribution des contraintes à travers la couche d'agrégat, vers le sol de fondation.

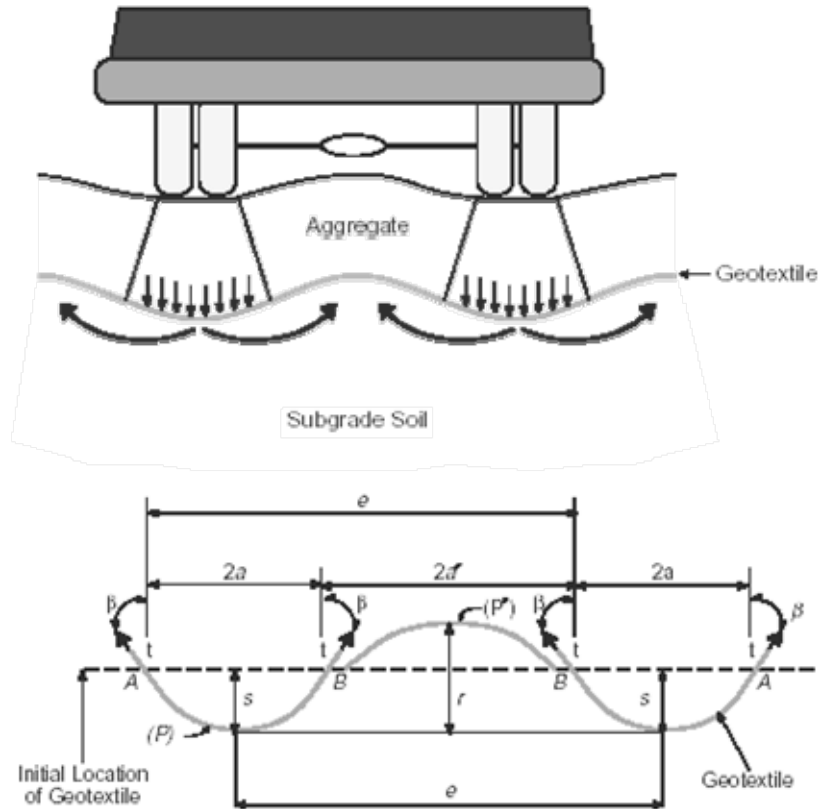


Figure 2.1. Diagramme de «l'effet membrane» du renforcement géotextile et forme du géotextile déformé (d'après Giroud et Noiray 1981)

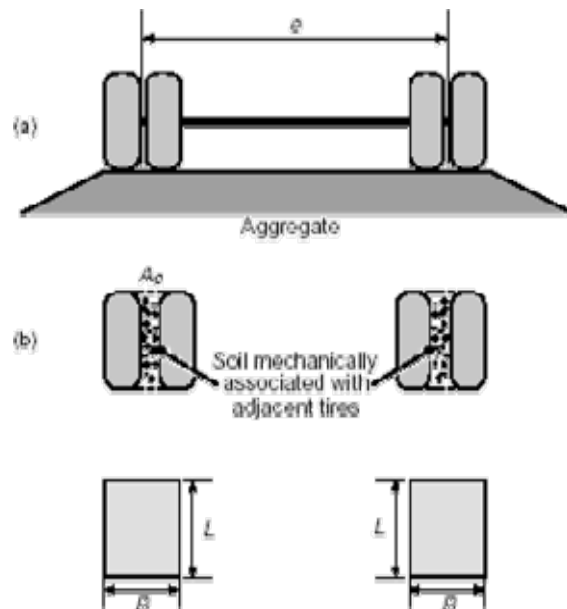


Figure 2.2. Surface de contact de pneu pour pneus jumelés, et surface de contact équivalente utilisée par Giroud et Noiray (1981). (L et B se réfèrent à la longueur et à la largeur de l'empreinte du pneu simple respectivement.)

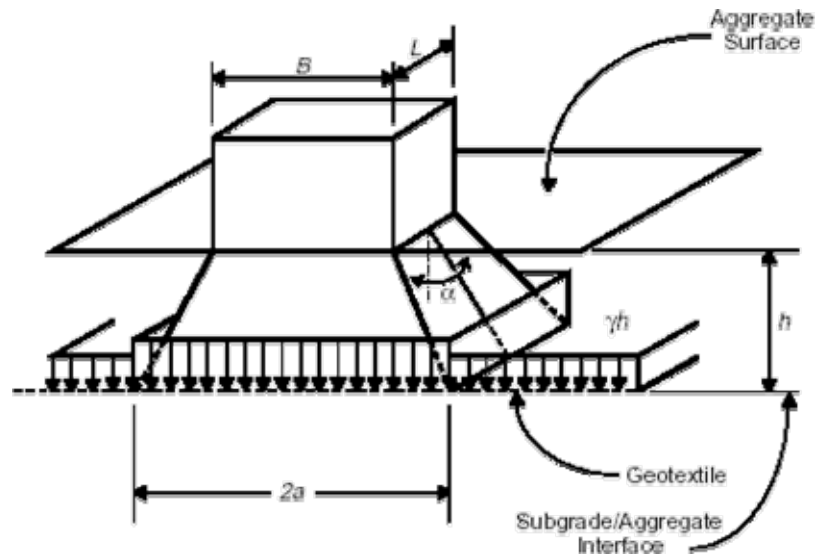


Figure 2.3. Distribution de la charge de la roue par la couche d'agrégat vers le sol de fondation (Giroud et Noiray 1981).

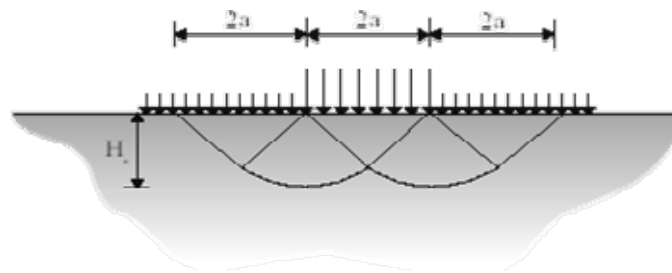


Figure 2.4: Zone Plastique

Giroud et Noiray (1981) ont employé une distribution trapézoïdale des contraintes sous un rectangle chargé (fig. 2.3) par opposition à la distribution de Boussinesq sous une plaque circulaire, employée par Barenberg et al. (1975).

La forme admise de la charge et, la distribution admise des contraintes par la couche d'agrégat vers le sol de fondation, ont comme conséquence des différences significatives dans les contraintes estimées sur le sol de fondation pour certains états de chargement et des conditions de sol. La différence est particulièrement significative pour les couches relativement minces d'agrégat (moins de 0,3 m approximativement). Giroud et Noiray (1981) ont également pris en compte une valeur du CBR de l'agrégat sus-jacent d'un minimum de 80, mais Barenberg et al. (1975) n'ont pas discuté des propriétés mécaniques de l'agrégat, bien qu'ils aient utilisé pour les essais réalisés, un agrégat constitué de grave concassée dont le CBR est normalement supérieur à 80.

En plus de l'eq. (2.13), les équations de conception de Giroud et Noiray sont comme suit :

La longueur L de l'impact rectangulaire de la roue jumelée est donnée par Giroud et Noiray comme suit :

$$L = \frac{B}{2} \text{ pour des camions non routiers. } L = \frac{B}{\sqrt{2}} \text{ pour les camions routiers.} \quad (2.14)$$

La pression équivalente de contact p_{ec} peut être déterminée comme suit :

$$p_{ec} = \frac{P/2}{BL} = \frac{P}{2BL} = \frac{P}{2B \frac{B}{\sqrt{2}}} = \frac{P}{\sqrt{2}B^2} = \frac{P}{\sqrt{2} \frac{P}{p_c}} = \frac{p_c}{\sqrt{2}} \text{ pour des camions routiers.}$$

$$p_{ec} = \frac{P/2}{BL} = \frac{P}{2BL} = \frac{P}{2B \frac{B}{2}} = \frac{P}{B^2} = \frac{P}{\frac{P\sqrt{2}}{p_c}} = \frac{p_c}{\sqrt{2}} \text{ pour les camions non routiers.}$$

Par conséquent, pour les deux types de camions (routiers ou de carrières), la pression équivalente est donnée par : $p_{ec} = \frac{p_c}{\sqrt{2}}$. (2.15)

Où p_c est la pression de contact du pneu.

Aussi, de la figure (2.1) représentant la déformée en paraboles du géotextile, il découle :

En plus de l'éq. (2.12) qui est ici rappelée : $2a = B + 2h \tan \alpha$

$$\text{Et, on peut écrire : } 2a' = e - B - 2h \tan \alpha \quad (2.16)$$

a , a' , et e sont définis sur la fig. (2.1). Avec a et a' demi-longueur des cordes des paraboles P et P' . e : la distance d'entre axes des roues.

2.3.2. Calcul de l'épaisseur de la couche de base (1^{ier} cas sans tenir compte de l'effet membrane du géotextile)

Il est supposé que le rapport entre la contrainte normale sur l'agrégat, p_{ec} , et la contrainte normale à une distance h (avec renforcement par géotextile) ou h_0 (sans renforcement) en profondeur, suit une distribution pyramidale (fig. 2.3).

Ainsi on peut écrire les deux équations suivantes :

Sans géotextile:

$$p_{ec}LB + (B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)\gamma h_0 = (B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)p_0.$$

$$\Rightarrow p_{ec}LB = (B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)(p_0 - \gamma h_0) \quad (2.17)$$

Avec géotextile :

$$p_{ec}LB = (B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)(p - \gamma h) \quad (2.18)$$

Sachant que $p_{ec}LB = P/2$ on peut déterminer l'expression de la pression sur le sol de fondation :

$$\text{Sans géotextile: } p_0 = \frac{P}{2(B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)} + \gamma h_0 \quad (2.19)$$

On peut déterminer h_0 en posant $p_0 = q_{lim} = \pi C_u$ (sans géotextile). D'où, on peut écrire :

$$\text{Sans géotextile: } \pi C_u = \frac{P}{2(B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)} + \gamma h_0 \quad (2.20)$$

Formule qui peut déterminer directement l'épaisseur h_0 de la couche de base non renforcée si l'on connaît la charge P de l'essieu de calcul, la pression de gonflage des pneus p_c , le poids volumique de l'agrégat γ . B et L étant fonction de P et de p_c , selon les formules ci-dessus et $\tan \alpha_0 = 0,6$ d'après Giroud et Noiray.

$$\text{Avec géotextile: } p = \frac{P}{2(B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)} + \gamma h \quad (2.21)$$

Avec $\tan \alpha = 0,6$. La contrainte à la limite plastique est donnée par $q_p = (\pi + 2)C_u$. C_u étant la résistance au cisaillement non drainée du sol support. D'où, on peut écrire :

$$\text{Avec géotextile: } (\pi + 2)C_u = \frac{P}{2(B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)} + \gamma h \quad (2.22)$$

2.3.3. Calcul de l'épaisseur de la couche de base (2^{ième} cas prise en compte de l'effet membrane du géotextile)

La déformation du renforcement étant concave courbée vers le haut au-dessous de la surface chargée, il y aura une différence entre la pression appliquée au-dessus et au-dessous du renforcement (l'effet de membrane tendue). Ceci a comme conséquence une capacité portance augmentée.

La résistance réelle sur le sol support p^* et la réduction de contrainte due au géotextile p_g , sont données par :

$$p^* = p - p_g \quad (2.23)$$

$$\text{A l'état limite } p^* = p - p_g = q_p = (\pi + 2)C_u$$

p_g est une pression, fonction de la tension dans le géotextile, et p est la pression due à la charge de la roue et du poids propre de l'agrégat couche de base. p est donc connue, mais p_g est une inconnue qui dépend essentiellement de la rigidité du géotextile.

Pour déterminer p_g , on admet que la forme du géotextile déformé est constituée de paraboles (fig. 2.1) et que le sol support est incompressible ; par conséquent le volume de sol de fondation déplacé vers le bas est égal au volume soulevé vers le haut.

Une analyse géométrique des deux paraboles P et P' de la figure (2.1) permet de déterminer, la déflexion s , pour les deux cas possibles :

Pour le cas $a' > a$ (voir figure 2.1), la distance horizontale de la parabole entre les charges des roues est plus grande que celle sous la charge de roue ;

On suppose que la moitié du déplacement du sol sous la charge contribue au soulèvement entre les roues. Ceci conduit à la relation géométrique suivante :

$$s = \frac{ra'}{a + a'} \quad \text{pour } a' > a \quad (2.24)$$

Où s est le déplacement maximal vers le bas du renforcement et est égal au déplacement de la roue puisque dans ce modèle le tassement de l'agrégat sous la charge est négligé.

Pour le cas $a > a'$ La distance horizontale de la parabole sous la charge des roues est plus grande que celle entre les charges des roues.

On suppose qu'une plus petite proportion du sol déplacé, contribue au soulèvement entre les roues, et la relation suivante, entre la profondeur d'ornière et le déplacement de la roue, en est déduite :

$$s = \frac{2ra^2}{2a^2 + 3aa' - a'^2} \quad \text{pour } a > a' \quad (2.25)$$

a , a' , r et s sont définis sur la fig. (2.1). Avec a et a' demi-longueur des cordes des paraboles P et P'. e : la distance d'entre axes des roues.

Connaissant la relation géométrique entre le déplacement s , et la profondeur d'ornière r , on peut évaluer la déformation du géotextile, déterminer la tension du géotextile et puis, estimer la réduction de pression due à cette tension (effet membrane) :

Dans le cas $a' > a$: L'équation (2.24) devient $\frac{s}{a} > \frac{r-s}{a'}$ et la tension en P est plus grande qu'en P' (fig. 2.1). P' est tiré vers P et une élongation, ε , est admise :

$$\varepsilon = \frac{b + b'}{a + a'} - 1 \quad (2.26)$$

Où : a, a' = demi-longueur des cordes des paraboles. Et b, b' = demi-longueur des paraboles P et P'.

Dans le cas $a > a'$: L'équation (2.25) devient $\frac{r-s}{a'} > \frac{s}{a}$ et la tension en P' est plus grande qu'en P. Le géotextile ne se déplace pas en raison des contraintes normales élevées sur la parabole P dues au frottement produit par la charge de la roue ayant pour conséquence des différences dans les élongations ε , dans P et P'. L'élongation, ε , est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{b}{a} - 1 \quad (2.27)$$

Par ailleurs, les rapports suivants entre l'arc de la parabole et la corde sous-tirée (Eq. 2.28 et 2.29) permettent de déterminer l'élongation ε , dans les équations 2.26 et 2.27.

$$\frac{b}{a} - 1 = \frac{1}{2} \left[\frac{a}{2s} \ln \left(\frac{2s}{a} + \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a} \right)^2} \right) - 2 + \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a} \right)^2} \right] \quad (2.28)$$

$$\frac{b'}{a'} - 1 = \frac{1}{2} \left[\frac{a'}{2(r-s)} \ln \left(\frac{2(r-s)}{a'} + \sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'} \right)^2} \right) - 2 + \sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'} \right)^2} \right] \quad (2.29)$$

Pour synthétiser un peu ce qu'on a présenté jusqu'à cette étape et en utilisant les notations de la figure (2.1). Le camion de calcul est à roues jumelées avec un essieu de charge P, une pression des pneus, p_c , une profondeur d'ornièrre admissible r , un entre axes des roues e . La méthode de Giroud et Noiray permet de déterminer la largeur B (m), de la charge de la roue, la longueur L . Puis on peut calculer a et a' par les équ. (2.12) et (2.16) qui sont fonction de B , h , et $\tan \alpha = 0,6$ (d'après Giroud et Noiray). Il y a deux relations géométriques qui permettent de déterminer s en fonction de l'ornièrre admissible r . Il y a deux équations (2.28) et (2.29) qui permettent de calculer b et b' en fonction de s, r et respectivement de a et a' . La déformation ε , du géotextile peut être ainsi calculée, elle est fonction de a, a', b et b' .

Connaissant la déformation ε , on peut calculer la tension t aux points A et B (fig. 2.1). K étant la rigidité du géotextile, il vient : $t = K\varepsilon$.

$$(2.30)$$

La tension t , fait un angle β , avec la verticale passant par les points A et B. Par conséquent :

$$ap_g = t \cos \beta . \quad (2.31)$$

Où p_g = pression réduite sur le sol de fondation.

La forme parabolique de la déformée du géotextile implique : $\tan \beta = \frac{a}{2s}$.

$$(2.32)$$

Aussi, on peut écrire : $\cos \beta = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}}$.

$$(2.33)$$

La combinaison des équations (2.30) à (2.33) permet d'écrire :

$$p_g = \frac{K\varepsilon}{a\sqrt{1+\left(\frac{a}{2s}\right)^2}} \quad (2.34)$$

L'épaisseur de la couche d'agrégat, h, est calculée en utilisant les équ. 2.22, 2.23, et 2.34 :

$$\boxed{(\pi + 2)C_u = \frac{P}{2(B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)} - \frac{K\varepsilon}{a\sqrt{1+\left(\frac{a}{2s}\right)^2}} + \gamma h} \quad (2.35)$$

2.3.4. Etapes effectives de conception des routes non revêtues par la méthode de Giroud et Noiray

Giroud et Noiray (1981) ont complété leur théorie rationnelle par une approche empirique pour tenir compte du nombre de cycles du trafic routier. Le procédé de conception des routes non revêtues qui en ressort est présenté dans les cinq étapes suivantes :

Etape 1 :

Calculer l'épaisseur d'agrégat requise h'_0 pour la route non renforcée sous trafic. Et ce, avec une relation empirique.

$$h'_0 = \frac{125,7 \log(N) + 496,52 \log(1000P) - 294,14r - 2412,42}{(1000C_u)^{0,63}} \quad (2.36)$$

Où h'_0 est en mètres, P est la charge de l'essieu simple en KN, r est la profondeur d'ornièrre en mètres, N est le nombre de passages du trafic, C_u est la résistance au cisaillement non drainée du sol mou de fondation en Kpa.

Si l'on connaît le CBR du sol de fondation. C_u peut être déterminée par la relation :

$$C_u = 30 \times CBR \quad (Kpa) \quad (2.37)$$

Etape 2 :

Calculer l'épaisseur d'agrégat requise, h_0 , pour la route non renforcée sans trafic. Et ce, par une analyse quasi-statique, en utilisant l'équation (2.20), comme suit :

$$\pi C_u = \frac{P}{2(B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)} + \gamma h_0$$

Les données étant : la charge d'essieu P en KN, la résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation en Kpa, la pression de gonflage du pneu p_c en Kpa. Et où α_0 est l'angle de

distribution pyramidale des charges en degrés. Giroud et Noiray ont suggéré la valeur de $\tan\alpha_0 = 0,6$.

Etape 3 :

Calculer l'épaisseur d'agrégat requise, h , pour la route renforcée sous un trafic d'un seul passage $N=1$. Et ce, par une analyse quasi-statique. Cette épaisseur est donnée par l'équ. (2.35) :

$$(\pi + 2)C_u = \frac{P}{2(B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)} - \frac{K\varepsilon}{a\sqrt{1 + \left(\frac{a}{2s}\right)^2}} + \gamma h$$

Les données étant : la charge d'essieu P en KN, la résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation en Kpa, la pression de gonflage du pneu p_c en Kpa. L'entre axe e des roues de l'essieu chargé. La profondeur d'ornièrre admissible r . α est l'angle de distribution pyramidale des charges en degrés tel que $\tan\alpha = 0,6$ (Giroud et Noiray). K est le module de tension sécant du géotextile en KN/m.

Etape 4 :

Calculer la réduction de l'épaisseur d'agrégat, Δh , due à l'inclusion du géotextile. Route renforcée sans trafic.

$$\Delta h = h_0 - h \quad (2.38)$$

Etape 5 :

Calculer l'épaisseur requise d'agrégat, h' . Route renforcée sous trafic.

$$h' = h'_0 - \Delta h \quad (2.39)$$

Il faut noter aussi que l'agrégat de la couche de base est supposé avoir au moins, un CBR de 80 et les propriétés requises pour assurer une bonne distribution de la charge appliquée.

2.3.5. Extension de la méthode de Giroud et Noiray (1981) au Renforcement des routes non revêtues par géogrilles

Conçue initialement pour le renforcement des routes non revêtues par géotextiles, la méthode de Giroud et Noiray (1981) peut être élargie au renforcement par géogrilles. La géogrille permet d'améliorer la distribution des charges à travers le mécanisme d'enchevêtrement géogrille/agrégat. L'amélioration de la distribution des charges peut être quantifiée par

l'accroissement de l'angle de distribution pyramidale des charges, ou du taux d'amélioration de distribution des charges $\tan \alpha / \tan \alpha_0$. Où α_0 et α sont les angles de distribution pyramidale des charges en degrés, respectivement sans et avec, renforcement en géogrid. Le taux d'amélioration de distribution des charges a été trouvé entre 1,1 et 2,5 par Giroud et al. (1985). Ce taux dépend aussi du degré de confinement et de séparation que la géogrid procure au système. Pour des géogrids Tenax (Tenax (2001)) ce taux peut être modélisé par une relation linéaire du module de tension à 2% comme suit :

$$\tan \alpha / \tan \alpha_0 = 1,1 + 0,0005 \cdot K$$

2.4. Méthode de Houlsby et Jewell de conception des routes non revêtues à faible profondeur d'ornièrè

Houlsby et Jewell (1990) notent que la méthode de Giroud et Noiray (1981) est applicable seulement pour le trafic canalisé et ne s'applique pas au cas où les véhicules peuvent rouler aléatoirement au-dessus de la surface d'agrégat.

Houlsby et Jewell (1990) ont décrit une approche de conception des routes non revêtues qui est plus appropriée pour les routes à faibles profondeurs d'ornièrè et une circulation non canalisée, et par conséquent pour des routes plus permanentes. Cette méthode diffère de celle de Giroud et Noiray, dans le sens où elle n'est pas fondée sur le renforcement par effet de membrane tendue mais, considère plutôt le renforcement comme résultant de la réduction des contraintes de cisaillement agissant sur le sol de fondation, qui est un mécanisme approprié pour les faibles profondeurs d'ornièrè.

Ce mécanisme de renforcement correspond au mécanisme décrit dans le mécanisme général de renforcement par confinement latéral de la couche de base. La réduction de l'intensité des contraintes de cisaillement transmises au sol de fondation a comme conséquence une condition de charge moins sévère sur le sol de fondation.

Houlsby et Jewell ont exprimé cette condition de charge moins sévère en termes d'augmentation de la capacité portante du sol de fondation. La méthode admet que pour les routes renforcées, toutes les contraintes de cisaillement agissant à l'interface base / sol de fondation est transmise au géosynthétique.

Si la conception d'une route s'apparente bien à un problème de déformation plane, il est toutefois clair que dans la plupart des cas une roue chargée se rapproche étroitement plus du cas axisymétrique. Si la route non revêtue est orniérée, alors il est clair que la géométrie est telle que le chargement ne peut pas être traité comme axisymétrique, mais l'analyse de Houlsby et Jewell est établie sur la base que seulement les faibles ornières sont admissibles. Ainsi l'hypothèse d'axisymétrie est justifiée.

Pour exprimer la contrainte normale et la contrainte tangentielle en fonction des données géométriques et de charges, on considère d'abord les contraintes dans l'agrégat pour le cas plan de déformation. Nous examinons l'équilibre horizontal d'un bloc de sol sous la surface de charge ABCD comme représenté sur la figure 2.5. Dans le bloc on suppose que la contrainte verticale due à la présence d'une pression p sur la surface diminue avec la profondeur selon l'angle β de diffusion de charge, de sorte que la contrainte verticale à un point quelconque à une distance z au-dessous de la ligne centrale de la semelle soit :

$$\sigma_v = \gamma z + \frac{pB}{(B + z \tan \beta)} \tag{2.40}$$

Supposons que des pressions actives se développent au-dessous de la surface pendant que l'agrégat tend à s'écartier latéralement sous l'effet de la charge de la roue, la valeur minimum de la contrainte horizontale sur la ligne centrale est $K_a \sigma_v$. D'où, il est possible de calculer la valeur minimale de la poussée centrifuge le long de la surface AD.

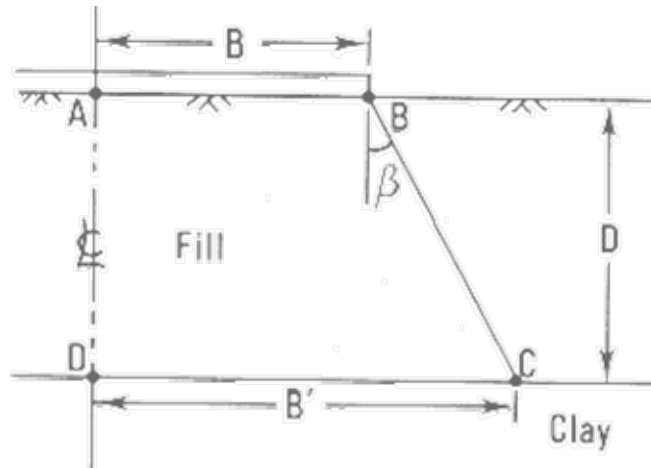


Figure 2.5. Bloc de sol. Fondation en déformation plane

Tableau 2.3. Variation du facteur de capacité portante N_c avec le cisaillement centrifuge $\alpha = \tau/C_u$

α	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
N_c	5,694	5,690	5,478	5,351	5,208	5,046	4,859	4,638	4,366	4,002	$\leq 3,071$

Supposons que des pressions passives se développent en dehors de la surface, la force horizontale maximale sur la surface BC qui peut résister à la poussée centrifuge dans l'agrégat est $1/2 K_p \gamma D^2$. En tenant compte également de la possibilité d'un angle de frottement δ sur la base de la semelle AB sous la charge, il en résulte comme conséquence une autre force centripète $pB \tan \delta$. Il est alors possible de calculer la contrainte de cisaillement moyenne minimum qui est exigée sur la base du bloc CD comme suit :

$$\tau_r = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \left(\frac{1}{B'} \right) \gamma D^2 + \frac{K_a p}{\tan \beta} \left(\frac{B}{B'} \right) \ln \left(\frac{B'}{B} \right) - p \left(\frac{B}{B'} \right) \tan \delta \tag{2.41}$$

L'analyse axisymétrique est légèrement plus compliquée, puisqu'au lieu du bloc simple montré sur la figure 2.5, il est nécessaire de considérer l'équilibre des secteurs élémentaires du sol sous la semelle. Chaque secteur dans la section verticale est semblable à ABCD sur la

fig. 2.5. La pression active est supposée se produire sur les surfaces radiales, et la pression passive autour de la circonférence. On suppose encore que la contrainte verticale due à la charge appliquée est réduite selon l'angle de diffusion de charge. Dans ces hypothèses il peut être montré que pour le cas axisymétrique :

$$\tau_r = (K_a - K_p) \left(\frac{R + 2R'}{3R'^2} \right) \gamma D^2 + \frac{2K_a p}{\tan \beta} \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \ln \left(\frac{R'}{R} \right) - p \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \tan \delta \quad (2.42)$$

La contrainte verticale à l'interface agrégat/sol de fondation peut facilement être déterminée comme suit:

$$\sigma_r = \gamma D + p \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \quad (2.43)$$

En ce qui concerne la capacité portante de l'argile molle, il peut être montré que la contrainte τ de cisaillement centrifuge réduit le facteur disponible de capacité portante. Pour la déformation plane la réduction de capacité portante peut être exprimée analytiquement, mais n'est pas possible pour le cas axisymétrique et elle est calculée numériquement. Les valeurs du facteur de capacité portante dans l'axisymétrie sont indiquées dans le tableau 2.3. Les facteurs de capacité portante sont exprimés en fonction de la contrainte de cisaillement centrifuge moyenne agissant sur l'argile, donnée sous forme adimensionnelle telle que $\alpha = \tau/C_u$. La courbe décrite par les points du tableau 2.3 définit une enveloppe des combinaisons disponibles de la contrainte de cisaillement $\tau = \alpha C_u$ et de la contrainte normale $\sigma_a = \gamma D + N_c C_u$. Tandis que les équations (2.42) et (2.43) définissent la combinaison requise de la contrainte τ_r et σ_r pour une pression p appliquée sur la surface.

Les auteurs ont présenté les calculs sous forme d'abaques graphiques exprimés sous forme adimensionnelle. Deux types d'abaques sont présentés. Le premier permet à l'épaisseur requise d'agrégat pour une conception non renforcée ou renforcée soit déterminée pour une charge exigée spécifique (ou alternativement la charge qui peut être supportée pour une épaisseur indiquée d'agrégat). L'épaisseur d'agrégat est exprimée comme un rapport de la profondeur de l'agrégat sur le rayon équivalent de l'impact de la charge D/R , et la charge exprimée sous forme de facteur équivalent de capacité portante de l'argile molle, c.-à-d. p/C_u . A noter que sans la présence d'agrégat ce facteur prendrait la valeur 5,69. Le deuxième abaque graphique de conception permet à la tension requise de renforcement d'être déterminée. La tension de renforcement est exprimée d'une manière adimensionnelle comme T/RC_u .

En résumé, dans cette méthode on admet que, suite à l'application de la charge de la roue sur la surface de l'agrégat, ce dernier tend à s'écarter latéralement. Ceci crée des contraintes de cisaillement centrifuges, qui diminueraient le facteur de capacité portante bien en dessous de la valeur 5,69. La fonction du géosynthétique c'est de supporter les contraintes de cisaillement centrifuges, et ainsi seulement la contrainte verticale est transmise à l'argile permettant ainsi au facteur de capacité portante de 5.69 d'être développé. Nous présentons enfin les deux types d'abaques graphiques de conception cités ci-dessus. On peut tracer des abaques pour toute valeur de $C_u/\gamma R$ et de l'angle de diffusion β . L'abaque présentée ci-dessous concerne les valeurs : $C_u/\gamma R = 5$ et $\beta = 35^\circ$.

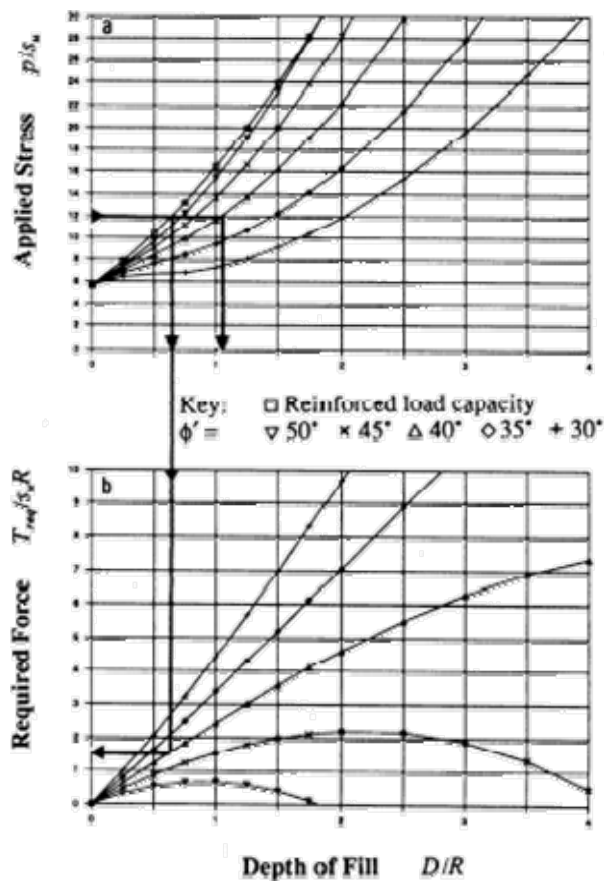


Figure 2.6. Exemple d'Abaque graphique de conception (selon Houlsby et Jewell (1990)) pour $C_u/\gamma R = 5$ et $\beta = 35^\circ$

2.5. Méthode de Giroud et Han

2.5.1. Présentation de la méthode

Giroud et Noiray (1981) ont développé une équation empirique pour les routes non renforcées non revêtues basées sur des données d'essai de terrain de Hammitt (1970) et ont montré la rentabilité qui résulte du renforcement par géotextile. Giroud et al. (1985) ont développé une méthode de conception spécifiquement pour les structures non revêtues renforcées par géogrille, en utilisant des analyses élastiques numériques pour mesurer l'enchevêtrement entre la géogrille et le matériau de couche de base. Aucune donnée d'essais de terrain n'était disponible à ce moment-là pour la vérification de la méthode. Giroud et Han (2004 a,b) ont exploité les données récentes de terrain et d'essais en laboratoire, Fannin et Sigurdsson 1996; Knapton et Austin 1996; Gabr 2001; Tingle et Webster 2003, pour améliorer la méthode de conception de Giroud et Noiray (1981) des routes non revêtues renforcées par géogrille. Essentiellement, les études in situ et en laboratoire ont fourni à Giroud et Han les données nécessaires pour le calibrage et la vérification de la méthode.

La méthode de Giroud et Han (2004 a) de conception de l'épaisseur de la couche de base des routes non revêtues considère, la distribution des contraintes, la résistance du matériau de la couche de base, l'enchevêtrement entre le géosynthétique et le matériau de couche de base, et la rigidité en-plan du géosynthétique. Ces hypothèses sont en plus des conditions considérées dans la méthode précédente de Giroud et Noiray (1981) : le volume de trafic, les charges des roues, la pression de pneu, la résistance du sol de fondation, la profondeur d'ornièrre, et l'influence de la présence d'un renforcement par géosynthétique, géotextile ou géogrille, sur le mode de défaillance de la route non revêtue. La méthode de conception présentée est théoriquement fondée et expérimentalement calibrée. Par conséquent elle prévoit d'une manière plus exacte la performance des routes non revêtues renforcées par géogrilles ou géotextiles et des routes non renforcées non revêtues que le faisaient les méthodes développées par Giroud et Noiray (1981) et Giroud et al.(1985).

2.5.2. Paramètres de Conception

2.5.2.1. Géométrie de la structure non revêtue

La couche de base a une épaisseur uniforme. Une seule couche de géogrille est supposée employée. On admet que cette couche de géogrille est placée à l'interface couche de base/sol

de fondation. On admet aussi que le sol de fondation est homogène sur une profondeur suffisante pour permettre le développement de la rupture du sol de fondation sans aucune influence du sol situé à une plus grande profondeur. La valeur de cette profondeur, estimée en utilisant la théorie classique de capacité portante, est habituellement moins de 1,5 m pour des dimensions typiques de roue.

Une épaisseur minimale de couche de base de 0,10 m est nécessaire pour assurer la constructibilité de la couche de base et pour réduire au minimum la perturbation du sol de fondation pendant le passage du trafic. Une autre raison pour l'usage d'une épaisseur de couche de base minimale c'est pour fournir l'ancrage suffisant pour la géogridde.

2.5.2.2. Le trafic

Le trafic peut être canalisé, comme c'est le cas sur une route, ou sans restriction sur une surface. Le trafic canalisé est caractérisé par le nombre de passages, N , d'un essieu donné pendant la durée de vie de conception de la structure. Il est plus difficile de caractériser le trafic non restreint sur une surface et le jugement de la part du concepteur est exigé.

2.5.2.3. Essieux et charges

La géométrie de l'essieu est représentée sur la figure 2.7 a. Différents modèles de roues existent pour les essieux de camions : simples et jumelées. Les roues montrées dans la fig. 2.7 a sont des roues jumelées. La charge de la roue, P , est la charge appliquée par une des roues dans le cas des essieux à roues simples et la charge appliquée par un ensemble de deux roues dans le cas d'essieux à roues jumelées. La charge de la roue, P , est considérée égale à la moitié de la charge d'essieu, P_A . Le rapport entre la charge de la roue et la pression de contact de pneu est comme suit: $P = p A$ (2.44)

Où P = charge de la roue (KN) ; A = surface de contact du pneu (m^2); et p = pression de contact du pneu (Kpa), qui est supposée égale à la valeur moyenne de la pression réelle de contact (non uniformément distribuée) entre chaque pneu et la couche de base. Il convient de noter que la pression de contact du pneu est proche de la pression de gonflage du pneu. Pour des buts pratiques, p est généralement considérée égale à la pression de gonflage des pneus. La surface de contact des pneus (fig. 2.7 b) est remplacée théoriquement par une surface circulaire appelée la surface de contact équivalente de pneu. La surface de contact équivalente de pneu a la même superficie que la surface de contact de pneu, et son rayon est r (fig. 2.7 c), par conséquent : $A = \pi r^2$ (2.45)

La relation suivante est déduite des équations (2.43) et (2.44) :

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (2.46)$$

L'équ. (2.45) est utile pour l'analyse suivante parce que les véhicules sont caractérisés habituellement par la charge de la roue, P , et la pression de contact de pneu, p . Pour la charge standard d'essieu Américain et Anglais ($P_A = 80$ KN, c.-à-d., $P = 40$ KN) et une pression de gonflage des pneus de 550 Kpa, le rayon de la surface de contact équivalente de pneu, r , est environ 0,15 m. Le remplacement de la surface de contact réelle par la surface circulaire est valide seulement pour analyser des effets sur le sol de fondation (qui est le seul mécanisme de rupture explicitement considéré dans la méthode de conception proposée).

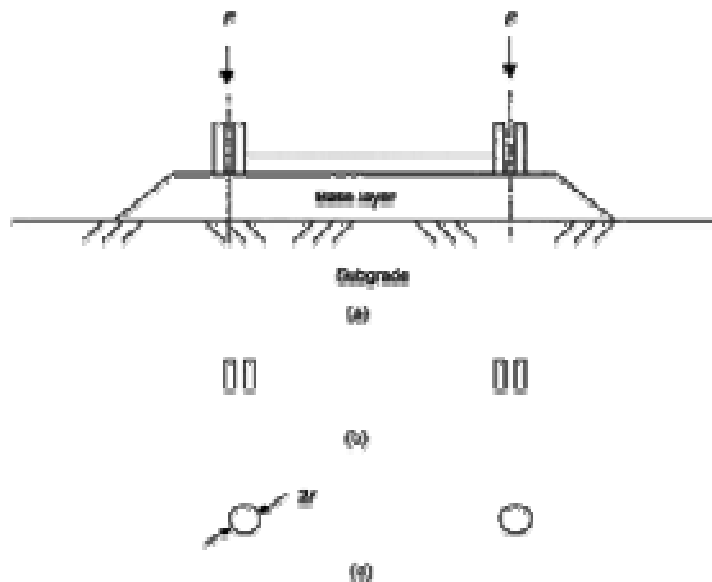


Figure 2.7. Essieu du véhicule et surface de contact :

- (a) la géométrie de l'essieu du véhicule avec les roues jumelées ; (b) surface de contact du pneu ; et (c) surface de contact équivalente utilisée dans l'analyse.

2.5.2.4. Profondeur d'ornière et Critère de qualité de service

Le trafic produit des ornières, qui sont observées sur la surface de la couche de base. Quand le trafic est canalisé, la profondeur d'ornière est la distance verticale entre le plus bas point dans l'ornière et une ligne se prolongeant entre les points élevés des surfaces de la couche de base de chaque côté de l'ornière.

Quand le trafic n'est pas canalisé, une forme erratique des ornières se développe.

Alors, la profondeur d'ornière peut être définie comme la distance verticale maximale entre les hauts et bas points adjacents de la surface de la couche de base. Le critère de rupture défini

par une profondeur d'ornièrre « admissible » de 75 millimètres a été adopté par le « US Army Corps of Engineers » (par exemple, Hammitt 1970). Le critère de 75 millimètres est largement répandu pour les routes non revêtues.

Pour la conception de routes à faible volume, les directives de conception de l'AASHTO (1993) considèrent des profondeurs admissibles d'ornièrre de 13 à 75 millimètres. Dans le cas des voies d'accès non revêtues, des profondeurs admissibles d'ornièrre plus grandes que 75 millimètres sont parfois employées, telles que 100 millimètres. Il est important de noter que la profondeur admissible d'ornièrre est un critère de qualité de service. Ce critère ne correspond pas nécessairement à une rupture réelle de la couche de base ou du sol de fondation.

2.5.2.5. Propriétés du matériau de couche de base

On suppose que la qualité du matériau de couche de base est suffisante pour exclure une rupture dans la couche de base. Le matériau de couche de base est caractérisé par son coefficient CBR (California bearing ratio) noté CBR_{bc} . C'est un procédé important de la méthode présentée ci-dessus parce que les propriétés du matériau de couche de base n'ont pas été prises en considération dans la méthode de conception des routes non revêtues par Giroud et Noiray (1981) et Giroud et al. (1985). Le CBR est un index sans dimensions mesuré dans un essai en laboratoire standard ou sur terrain. Cependant, la valeur du CBR terrain est habituellement différente de la valeur du CBR laboratoire due à la différence des conditions d'essai. Sur site, la valeur du CBR de la couche de base dépend de celui du sol de fondation. Le sol de fondation mou ne fournit pas l'appui requis pour obtenir le bon compactage du matériau de couche de base; donc, le CBR_{bc} sur site peut être de manière significative inférieur au CBR_{bc} en laboratoire. Le module élastique du matériau de couche de base est employé dans la méthode. La corrélation entre le module élastique et le CBR du matériau granulaire de la couche de base de la route non revêtue peut être exprimé comme suit:

$$E_{bc} = f_{EBC} CBR^{0,3} \quad (2.47)$$

$$E_{bc} = 36 CBR_{bc}^{0,3} \quad (Mpa)$$

Où E_{bc} = module élastique de la couche de base (Mpa); CBR_{bc} = California bearing ratio de la couche de base; et f_{EBC} = facteur égal à 36 Mpa (pour E_{bc} en Mpa).

2.5.2.6. Propriétés du sol de fondation

On suppose que le sol de fondation est saturé et de faible perméabilité (vase, argile). Par conséquent, sous un trafic chargé, le sol de fondation se comporte de façon non drainée. Pratiquement, ceci signifie que le sol de fondation est incompressible et sans frottement. En conséquence, sa résistance au cisaillement est égale à sa cohésion non drainée, C_u . La valeur de C_u est mesurée en laboratoire par des essais non consolidés non drainés ou des essais de compression, ou des essais de cisaillement directs rapides ; et in situ en utilisant des essais au scissomètre. Ce sont des essais standard de l'engineering géotechnique, et les ingénieurs d'études peuvent choisir d'employer les corrections classiques qui s'appliquent aux essais au scissomètre. La valeur de C_u peut également être approximativement déduite de la valeur du CBR du sol de fondation (pour CBR_{sg} inférieur à 5) en utilisant le rapport suivant (Giroud et Noiray 1981):

$$C_u = f_c CBR_{sg}$$

$$C_u = 30 CBR_{sg} \quad (Kpa) \quad (2.48)$$

Où C_u = cohésion non drainée du sol de fondation (Kpa) ; CBR_{sg} = California bearing ratio du sol de fondation ; et f_c = facteur égal à 30 Kpa.

Giroud et Han (2004a) ont employé le module du sol de fondation. La corrélation linéaire suivante entre CBR_{sg} (pour $CBR_{sg} < 10$) et le module élastique E_{sg} pour le sol de fondation à grains fins, avec CBR_{sg} et E_{sg} mesurés in situ, est donnée par :

$$E_{sg} = f_{ESG} CBR_{sg}$$

$$E_{sg} = 10,35 CBR_{sg} \quad (Mpa) \quad (2.49)$$

Où E_{sg} = module élastique du sol de fondation (Mpa) ; et f_{ESG} = facteur égal à 10,35 Mpa.

2.5.2.7. Rapport des modules de la couche de base et du sol de fondation

Le rapport des modules de la couche de base et du sol de fondation peut être calculé en utilisant l'équation suivante déduite des équations (2.46) et (2.48) :

$$\frac{E_{bc}}{E_{sg}} = \frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}} \quad (2.50)$$

Une limite maximale de 5,0 est suggérée pour le rapport des modules. Cependant, il y a une possibilité que l'introduction du renforcement rigide par géogridde permet d'améliorer le compactage de la couche de base, qui pourrait justifier un rapport des modules plus grand

que 5,0. D'autres investigations seraient exigées pour déterminer si la limite de rapport de module peut être augmentée pour le cas de renforcement par géogridde.

2.5.2.8. Propriétés des Géogrilles

Le module de stabilité des ouvertures est une mesure de la rigidité en plan et de la stabilité des nervures et des jonctions de la géogridde. Les valeurs moyennes minimales mesurées pour des modules de stabilité d'ouverture des géogrilles de Tensar utilisés dans l'étude réalisée par, Giroud et Han (2004), BX1100 et BX1200, sont de 0,32 et 0,65 mN/°, respectivement. Ces géogrilles sont indiqués comme B11 et B12, respectivement.

2.5.3. Élaboration de la méthode de conception

2.5.3.1. Principe d'élaboration de la méthode de conception

La rupture de la qualité de service de la route non revêtue se produit quand la profondeur d'ornièrre atteint une certaine valeur prédéterminée appelée la profondeur admissible d'ornièrre, par exemple, 75 millimètres. La profondeur d'ornièrre dépend de la déformation du sol de fondation. La déformation du sol de fondation dépend des contraintes appliquées à la surface du sol de fondation, c.-à-d., les contraintes à l'interface couche de base / sol de fondation. Par conséquent le principe de l'élaboration de la méthode présentée ci-dessus consiste à :

1. Déterminer les contraintes à l'interface couche de base /sol de fondation ; et
2. Déterminer la profondeur d'ornièrre en fonction des contraintes à l'interface couche de base / sol de fondation et de la capacité portante du sol de fondation.

2.5.3.2. Contraintes sur le sol de fondation

On suppose que la charge appliquée par une roue simple ou un ensemble de roues jumelées est uniformément répartie sur une surface circulaire ayant un rayon r .

On suppose également que les contraintes sont distribuées selon un angle de distribution de contraintes, α . En conséquence, la contrainte normale (pression), p_i , à l'interface entre la couche de base et le sol de fondation est donnée par l'équation suivante :

$$p_i = \frac{P}{\pi(r + h \tan \alpha)^2} \quad (2.51)$$

Par conséquent :

$$(r + h \tan \alpha)^2 = \frac{P}{\pi p_i} \Rightarrow r + h \tan \alpha = \sqrt{\frac{P}{\pi p_i}} \Rightarrow h = \frac{1}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi p_i}} - r \right)$$

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 p_i}} - 1 \right) \quad (2.52)$$

Où p_i = contrainte normale distribuée (pression) sur l'interface entre la couche de base et la fondation (Kpa) ; P = charge de la roue (KN) ; r = rayon de l'aire équivalente de contact de pneu (m); et α = angle de distribution de contraintes.

La méthode de l'angle de distribution des contraintes est employée parce qu'elle permet à la distribution des contraintes d'être représentée par un paramètre simple, α , qui est facilement inclus dans les équations qui donnent l'épaisseur de couche de base requise.

2.5.3.3. Equation de l'épaisseur requise de la couche de base

La contrainte normale distribuée (pression), p_i , à l'interface entre la couche de base et le sol de fondation doit répondre à l'exigence suivante afin d'empêcher la rupture du sol de fondation :

$$p_i \leq m N_c C_u \quad (2.53)$$

Où m = coefficient de mobilisation de la capacité portante ; N_c = facteur de capacité portante ; et C_u = cohésion non drainée du sol de fondation (kPa).

Le coefficient de mobilisation de capacité portante ($0 < m < 1$) explique le fait que seulement une fraction de la portance du sol de fondation est mobilisée. La combinaison des équations (2.51) et (2.52) donne :

$$h \geq \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) \quad (2.54)$$

Les trois inconnues dans l'équ. (2.53) sont : le facteur de capacité portante, N_c , le coefficient de mobilisation de capacité portance, m , et l'angle de distribution des contraintes, α .

2.5.4. Facteur de Capacité Portante

2.5.4.1. Routes Non Revêtues Non Renforcées

Le facteur N_c de capacité portante = 3,14 (c.-à-d., π) est adopté ci-dessus pour les routes non revêtues non renforcées. 3,14 est conforme à la méthode de Giroud et Noiray (1981). C'est la valeur de la limite élastique pour un sol de fondation saturé non drainé pour le cas de

déformation plane en bidimensionnel et en axisymétrie, pour une résistance au cisaillement nulle à l'interface (par conséquent contrainte de cisaillement zéro à l'interface).

2.5.4.2. Routes Non Revêtues Renforcées

Comme suggéré par Giroud et Noiray (1981), le facteur de capacité portante ultime (qui correspond à l'occurrence de l'équilibre limite dans le sol de fondation) peut être employé pour des routes non revêtues renforcées parce que le renforcement empêche le cisaillement local dans le sol de fondation, et de ce fait la déflexion verticale du sol de fondation reste relativement petite même pour des charges atteignant la capacité portante ultime. Giroud et Noiray (1981) ont utilisé $N_c = 5,14$ (c.-à-d., $\pi+2$), pour des routes non revêtues renforcées par géotextile, parce que c'est la portance ultime dans le cas de sol de fondation saturé non drainé, pour le cas où il y a une résistance au cisaillement nulle (par conséquent contrainte de cisaillement nulle) à l'interface de sol de la couche de base/sol de fondation.

Ce qui est représentatif du cas où, la couche de base est séparée du sol de fondation par un géotextile qui ne s'imbrique pas avec l'agrégat de la couche de base. Il devrait également être noté que 5,14 correspond au cas bidimensionnel de déformation plane. Le cas bidimensionnel de déformation plane est représentatif du cas d'un trafic canalisé parce que les déformations associées aux ornières de grande longueur créent évidemment des états de déformation plane. La valeur théorique du facteur ultime de capacité portante pour le cas bidimensionnel de déformation plane avec une contrainte de cisaillement maximale d'interface centripète sur le sol de fondation est $N_c = 5,71$ (c.-à-d., $3\pi/2 + 1$). La valeur de $N_c = 5,71$ est adoptée dans cette étude pour le cas de route non revêtue renforcée par géogrilles en raison de la présence de la contrainte de cisaillement centripète maximale sur l'interface de sol de fondation due aux deux mécanismes suivants qui résultent de l'imbrication entre la géogrille et le matériau de couche de base :

1. Blocage du mouvement latéral du matériau de couche de base, donc aucune contrainte centrifuge de cisaillement n'est appliquée au sol de fondation ; et
2. Les particules d'agrégat saillantes par les ouvertures de la géogrille créent un frottement maximum à l'interface, donc le mouvement latéral du sol de fondation est retenu, ce qui crée des contraintes de cisaillement centripètes maximales sur le sol de fondation. En conséquence de la discussion ci-dessus, la présence des contraintes de cisaillement centripètes maximales à l'interface augmente la capacité portante du sol de fondation de $N_c = 5,14$ à $N_c = 5,71$.

Vu que la surface de contact entre une roue et la couche de base est approximativement circulaire, on pourrait avoir considéré l'utilisation du facteur ultime de capacité portante pour le cas d'axisymétrie pour développer la méthode présentée ci-dessus. Le facteur de capacité portante pour le cas bidimensionnel de déformation plane a été choisi pour l'étude présentée ci-dessus parce qu'il est plus représentatif du cas du trafic canalisé. Les valeurs théoriques pour le facteur ultime de capacité portante dans le cas d'axisymétrie sont 5,69 (Cox et al. 1961) pour la contrainte de cisaillement nulle d'interface (qui est plus grand que 5,14) et 6,04 (Eason et bouclier 1960) pour la contrainte de cisaillement centripète d'interface maximum (qui est plus grand que 5,71).

2.5.4.3. Coefficient de Mobilisation de Capacité Portante

Le coefficient de mobilisation de la capacité portante dans l'équ. (2.52) explique le fait que seulement une fraction de la capacité portante du sol de fondation est mobilisée. On suppose que le sol de fondation atteint sa portance appropriée (c.-à-d., la limite d'élasticité pour les routes non revêtues non renforcées et la portance ultime, c.-à-d., à l'équilibre de limite, pour des routes non revêtues renforcées) quand la déflexion de l'interface couche de base sol de fondation est de 75 millimètres. Le coefficient de mobilisation de la capacité portante pour une profondeur admissible d'ornièrre de 75 millimètres est égal à 1,0 quand l'épaisseur de la couche de base est nulle, et diminue avec l'augmentation des valeurs de l'épaisseur de la couche de base. Par conséquent l'équation suivante est suggérée pour le coefficient de mobilisation de capacité portante quand le critère de qualité de service est une profondeur admissible d'ornièrre de 75 millimètres:

$$m = \left(\frac{s}{f_s} \right) \left(1 - \xi \exp \left(- \omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right) \right)$$

$$m = \left(\frac{s}{75} \right) \left(1 - \xi \exp \left(- \omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right) \right) \quad (2.55)$$

Où les paramètres ξ , ω , et n sont des inconnues qui sont déterminées par Giroud et Han (2004b) par calibrage avec des données expérimentales. Et s (mm) est la profondeur d'ornièrre admissible, f_s = facteur égal à 75 mm. La valeur de m définie par l'équ.(2.54) correspond à un critère de qualité de service exprimé par une profondeur admissible d'ornièrre de 75 mm. Cependant, il y a des situations de conception où un critère de qualité de service exprimé par une profondeur admissible d'ornièrre différente de 75 mm est

considéré. On suppose donc que le coefficient de mobilisation de capacité portante est proportionnel à la profondeur d'ornièrre pour des profondeurs d'ornièrre différentes de 75 mm.

2.5.4.4. Capacité Portante. Cas Limites

Si l'épaisseur de couche de base est nulle, la capacité portante est donnée comme suit par l'équ. (2.53):

$$P_{h=0} = \pi r^2 m N_c C_u \quad (2.56)$$

Si $h = 0$, l'équ. (2.54) donne m comme suit :

$$m = \frac{s}{75} \quad (2.57)$$

La combinaison des équ. (2.55) et (2.56) donne :

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{75} \right) \pi r^2 N_c C_u \quad (2.58)$$

2.5.5. Influence des paramètres sur l'angle de distribution des contraintes

2.5.5.1. Approche

La performance des routes non revêtues renforcées par géogrilles dépend des propriétés du matériau de la couche de base, du sol de fondation, du trafic, et des propriétés de la géogrille. L'influence de ces paramètres est évaluée ici en mesurant leur impact sur la distribution des contraintes induites dans la structure de la route non revêtue par les charges appliquées. Il convient de noter que l'angle α , n'a aucune réalité physique. Par conséquent il n'est pas possible de mesurer directement cet angle expérimentalement ou de calculer directement cet angle théoriquement. On doit procéder indirectement. La méthode est fondée sur la contrainte verticale maximum équivalente sous la ligne centrale de la charge.

2.5.5.2. Effet des propriétés de la couche de base et du sol de fondation sur l'angle de distribution des contraintes

Les structures non revêtues avec la couche de base et le sol de fondation forment un système bicouche. En raison des types de matériaux, la couche de base a un module élastique plus grand que le sol de fondation. Comme démontré par Burmister (1958) employant la théorie d'élasticité, la contrainte verticale à l'interface d'un milieu bicouche, sur l'axe d'une charge circulaire, diminue pour des valeurs croissantes du rapport des deux modules de la couche supérieure de matériaux sur la couche inférieure.

La méthode de l'angle de distribution des contraintes est employée pour calculer la contrainte verticale à l'interface couche de base/sol de fondation et l'angle est corrélé avec les modules des matériaux de la couche de base et du sol de fondation, comme discuté ci-dessous. La corrélation a été développée en utilisant le diagramme de Burmister (1958).

Giroud et Han (2004a) ont empiriquement établi une relation entre l'angle initial de distribution de contraintes, α_1 , à travers une base rigide sur un sol de fondation plus mou avec l'angle de distribution des contraintes α_0 , à travers un matériau homogène et au rapport des modules des CBR de la base et du sol de fondation comme suit:

$$\begin{aligned}\tan \alpha_1 &= \tan \alpha_0 \left[1 + 0,204 \left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}} - 1 \right) \right] \\ \tan \alpha_1 &= \tan \alpha_0 \left[1 + 0,204 \left(\frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}} - 1 \right) \right]\end{aligned}\quad (2.59)$$

Le rapport des modules $R_E = \frac{E_{bc}}{E_{sg}} = \frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}}$ est limité à une valeur maximale égale à 5.

Où α_1 = angle de distribution des contraintes lorsque $E_{bc} \neq E_{sg}$; α_0 = angle de distribution des contraintes pour un milieu de référence défini par $E_{bc} = E_{sg}$; E_{bc} et E_{sg} = modules de la couche de base et du sol de fondation, respectivement.

2.5.5.3. Effet du trafic sur l'angle de distribution des contraintes

Les routes non revêtues se détériorent sous le chargement répété. En conséquence, l'angle de distribution des contraintes diminue avec l'augmentation du nombre d'applications de charge. Ce phénomène a été mesuré dans des essais de chargement de plateau cycliques en laboratoire par Gabr (2001). Les données de Gabr (2001) ont été employées pour obtenir une corrélation entre l'angle de distribution des contraintes avec le nombre de cycles de charge, N, donnant:

$$\frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_1} \quad (2.60)$$

$$\frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_1} = \frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{k}{\tan \alpha_1} \cdot \log N = \frac{1}{\tan \alpha_1} + \lambda \cdot \log N$$

Où α = angle de distribution des contraintes pour le cas où le nombre de passages est N ; α_1 = angle de distribution des contraintes pour le cas où le nombre de passages est égal à 1 ; et k = constante dépendant de l'épaisseur de la couche de base et de la propriété de renforcement par géogrille J, le module de stabilité des ouvertures.

2.5.5.4. Influence combinée des propriétés des Géogrilles et de l'épaisseur de la couche de base sur l'effet du trafic sur l'angle de distribution des contraintes

En plus d'augmenter les facteurs de capacité portante, l'inclusion d'une géogrille peut réduire le taux de changement de l'angle de distribution des contraintes dû au trafic en fournissant le confinement latéral de l'agrégat de la couche de base. L'expérience de Gabr (2001) montre que le taux de réduction de l'angle de distribution des contraintes est plus faible pour les sections de base épaisses que pour les sections de base minces. Une bonne approximation des données est donnée par l'équation empirique suivante:

$$\lambda = \frac{k}{\tan \alpha_1} = (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^x \quad (2.61)$$

Où J = module de stabilité des ouvertures de la géogrille (mN/°) ; B , C , D , et x = constantes inconnues.

Les essais donnent : $B = 0,84$; $C = 0,02$; $D = -1,61$; $x = 1,5e^{-10J^4}$

C est très petit et peut être négligé

Par simplicité, une valeur constante peut être employée pour x . $x = 1,5$.

En utilisant $x = 1,5$, les nouvelles valeurs des constantes deviennent :

$B = 0,84$; $C \approx 0$; $D = -1,275$.

2.5.6. Développement des équations de conception

2.5.6.1. Développement théorique des équations

$$\lambda = \frac{k}{\tan \alpha_1} = (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^x$$

$$k = \tan \alpha_1 (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^x$$

Par conséquent $1 + k \log N = 1 + \tan \alpha_1 (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^x \log N$

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = \frac{1}{\tan \alpha_0} + \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_0} (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^x \log N$$

Le paramètre α_1 , est une constante pour tous les essais de Gabr (2001).

$$\tan \alpha_1 = \frac{1}{1,1} = 0,909 .$$

Sachant que les valeurs de CBR pour la couche de base et du sol de fondation dans les essais de Gabr (2001) étaient de 20,0 et 5,0 respectivement, déterminés par des essais de pénétration dynamiques. Par conséquent:

$$\tan \alpha_1 = [1 + 0,204(R_E - 1)] \tan \alpha_0 = \left[1 + 0,204 \left(\frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}} - 1 \right) \right] \tan \alpha_0$$

$$\tan \alpha_1 = \left[1 + 0,204 \left(\frac{3,48(20)^{0,3}}{5} - 1 \right) \right] \tan \alpha_0 = [1 + 0,204(1,71 - 1)] \tan \alpha_0 = 1,145 \tan \alpha_0$$

$$\tan \alpha_0 = \frac{\tan \alpha_1}{1,145} = \frac{0,909}{1,145} = \frac{1}{1,26} = 0,794 \quad \alpha_0 = 38,5^\circ . \text{ Par conséquent :}$$

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = 1,26 + 1,145(0,84 - 1,275J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1,5} \log N$$

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = 1,26 + (0,96 - 1,46J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1,5} \log N$$

Par conséquent dans l'équation (2.53) de l'épaisseur requise h de la couche de base renforcée, on peut éliminer désormais $\tan \alpha$ et l'exprimer en fonction du nombre de passages N et de la propriété J de la géogridde.

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right). \text{ Aussi, l'équ. (2.59) donne : } \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_1}. \text{ Alors :}$$

$$h = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_1} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r$$

$$h = \frac{1 + k \log N}{\frac{\tan \alpha_0}{\tan \alpha_1}} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r . \text{ D'où en utilisant les équations précédentes :}$$

$$h = \frac{1,26 + (0,96 - 1,46J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1,5} \log N}{(1 + 0,204(R_E - 1))} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r \quad (2.62)$$

Giroud et Han (2004 b) ont présenté le calibrage de la méthode de conception en utilisant des données des essais des roues chargées in situ sur la couche de base non renforcée et renforcée. Les constantes dans la méthode de conception sont déterminées pendant le calibrage.

2.5.6.2. Calibrage et équation de conception finale

Après calibrage les constantes déterminées deviennent comme suit :

- La constante 1,26 devient 0,868
- La constante 0,96 devient 0,661
- La constante 1,46 devient 1,006

La formule donnant l'épaisseur requise h devient :

$$h = \frac{0,868 + (0,661 - 1,006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1,5} \log N}{(1 + 0,204(R_E - 1))} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r \quad (2.63)$$

Le Calibrage du facteur de mobilisation de capacité portante a été aussi établi par Giroud et Han (2004 b) comme suit :

On rappelle que m est donné par la formule suivante : $m = \left(\frac{s}{f_s}\right) \left(1 - \xi \exp\left(-\omega \left(\frac{r}{h}\right)^n\right)\right)$

Le calibrage a permis à Giroud et Han (2004 b) de déterminer les inconnues de la formule, à savoir : $\xi = 0,9$; $\omega = 1$; $n = 2$. La formule devient: $m = \left(\frac{s}{f_s}\right) \left(1 - 0,9 \exp\left(-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right)\right)$.

Avec $f_s = 75$ mm. La formule donnant h devient :

$$h = \frac{0,868 + (0,661 - 1,006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1,5} \log N}{(1 + 0,204(R_E - 1))} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2} \left(\frac{s}{f_s}\right) \left(1 - 0,9 \exp\left(-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right)\right) N_c f_c CBR_{sg}} - 1 \right) r \quad (2.64)$$

h (m) : épaisseur de couche de base requise

J (mN/°) : module de stabilité des ouvertures de la géogridde

N : nombre de passages d'essieux

r (m) : rayon de la surface de contact de pneu équivalente

R_E : rapport du module de la couche de base sur le module du sol de fondation.

$$R_E = \min\left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}}, 5.0\right) = \min\left(\frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}}, 5.0\right). \quad CBR_{bc} : \text{CBR de la couche de base.}$$

CBR_{sg} : CBR du sol de fondation

P (KN) : poids de la roue, égal à la moitié du poids de l'essieu.

s (mm) : profondeur d'ornièrè admissible

f_s (mm) : facteur égal à 75 mm

f_c (Kpa) : facteur égal à 30 Kpa

N_c : facteur de capacité portante

$N_c = 3,14$ et $J = 0,00$ mN/° pour couche de base non renforcée

$N_c = 5,14$ et $J = 0,00$ mN/° pour couche de base renforcée avec un géotextile

$N_c = 5,71$ et $J = 0,32$ mN/° pour couche de base renforcée avec une géogrille Tensar BX1100

$N_c = 5,71$ et $J = 0,65$ mN/° pour couche de base renforcée avec une géogrille Tensar BX1200

2.6. Comparaison des méthodes analytiques par des exemples numériques

Après avoir passé en revue les différentes méthodes analytiques utilisées notamment pour la détermination de l'épaisseur d'une chaussée non revêtue renforcée, il devient utile de faire une application numérique, qui va nous permettre de comparer les différentes méthodes.

2.6.1 Comparaison des méthodes de Giroud et Han, Giroud et Noiray, ADS, Barenberg et al., Steward et al.

L'ensemble des calculs est synthétisé dans les tableaux 2.4 et 2.5 ci-dessous

Tableau 2.4 Calcul de l'épaisseur de couche de base, h en mètres par différentes méthodes. Chaussée non revêtue. $P=80$ KN ; $p_c = 550$ Kpa ; $r = 0,075$ m ; $CBR_{sg} = 1$; $CBR_{bc} = 80$; $N = 1$ à 100000.

Type de Renforcement	Trafic N	Giroud et Han(2004)	Giroud et Noiray(1981)	ADS	Barenberg et al.(1975)	Steward et al.(1977)
Non Renforcée	1	0.13	0.27	0.27	0.40	0.40
	100	0.41	0.38	0.38	0.40	0.40
	1000	0.47	0.57	0.57	0.40	0.45
	10000	0.52	0.76	0.76	0.40	0.45
	100000	0.56	0.95	0.95	0.40	0.45
Géotextile	1	0.06	0.15	0.15	0.28	0.28
	100	0.26	0.26	0.26	0.28	0.28
	1000	0.33	0.45	0.45	0.28	0.31
	10000	0.37	0.64	0.64	0.28	0.31
	100000	0.41	0.83	0.83	0.28	0.31
Géogridde BX1100	1	0.06	0.15	0.15	0.13	
	100	0.21	0.26	0.26	0.23	
	1000	0.27	0.45	0.45	0.42	
	10000	0.32	0.64	0.64	0.61	
	100000	0.36	0.83	0.83	0.80	
Géogridde BX1200	1	0.06	0.15	0.15	0.11	
	100	0.13	0.26	0.26	0.22	
	1000	0.16	0.45	0.45	0.41	
	10000	0.19	0.64	0.64	0.60	
	100000	0.22	0.83	0.83	0.79	

Les hypothèses qui ont été prises sont les suivantes :

Poids d'essieu $P_A = 80$ KN ; Poids de la roue jumelée $P = 40$ KN ; Pression de contact $p_c = 550$ Kpa ; Sol de fondation ayant un $CBR_{sg} = 1$ ou encore une cohésion non drainée $C_u = 30$ Kpa. Le trafic est variable de $N = 1$ à 100000. Il faut dire que l'essieu pris en compte est un essieu américain de 80 KN, pour lequel la bibliographie est disponible.

Le tableau 2.4 présente le calcul de l'épaisseur h en mètres d'une chaussée, pour une profondeur d'ornièrre admissible de 0,075 m, en considérant quatre cas de situation, chaussée non renforcée, chaussée renforcée avec géotextile, géogridde BX1100, géogridde BX1200.

Le tableau 2.5 présente le même calcul avec une profondeur d'ornièrre de 0,100 m.

Tableau 2.5 Calcul de l'épaisseur de couche de base, h en mètres. Chaussée non revêtue.
 $P=80$ KN ; $p_c = 550$ Kpa ; $r = 0,100$ m ; $CBR_{sg} = 1$; $CBR_{bc} = 80$; $N = 1$ à 100000.

Type de Renforcement	Trafic N	Giroud et Han(2004)	Giroud et Noiray(1981)	ADS	Barenberg et al.(1975)	Steward et al.(1977)
Non Renforcée	1	0.08	0.27	0.27	0.40	0.40
	100	0.32	0.37	0.37	0.40	0.40
	1000	0.38	0.56	0.56	0.40	0.45
	10000	0.43	0.75	0.75	0.40	0.45
	100000	0.47	0.94	0.94	0.40	0.45
Géotextile	1	0.05	0.15	0.15	0.28	0.28
	100	0.19	0.25	0.25	0.28	0.28
	1000	0.25	0.44	0.44	0.28	0.31
	10000	0.30	0.63	0.63	0.28	0.31
	100000	0.34	0.82	0.82	0.28	0.31
Géogrille BX1100	1	0.04	0.15	0.15	0.12	
	100	0.15	0.25	0.25	0.22	
	1000	0.20	0.44	0.44	0.41	
	10000	0.25	0.63	0.63	0.60	
	100000	0.28	0.82	0.82	0.79	
Géogrille BX1200	1	0.04	0.14	0.14	0.11	
	100	0.09	0.24	0.24	0.20	
	1000	0.11	0.43	0.43	0.39	
	10000	0.13	0.62	0.62	0.58	
	100000	0.15	0.81	0.81	0.77	

Commentaires :

1^{er} cas $r = 0.075$ m.

Les résultats sont similaires entre Giroud et Han, Barenberg et al. Steward et al. Et ce, pour les trois cas, non renforcée, renforcée avec géotextile, renforcée avec géogrille BX1100. Sauf pour les grands trafics où l'épaisseur donnée par Giroud et Noiray est relativement plus grande. Toutefois pour le renforcement avec géogrille BX1200, l'épaisseur h donnée par Giroud et Han est nettement inférieure.

Aussi, les méthodes de Giroud et Noiray et de ADS, donnent pour tous les cas des épaisseurs nettement supérieures.

2^{ème} cas $r = 0.100$ m.

Les résultats sont relativement similaires entre Giroud et Han, Barenberg et al. Steward et al. Et ce, pour deux cas, non renforcée, renforcée avec géotextile. Toutefois pour le renforcement avec géogrille BX1100 ou BX1200, l'épaisseur h donnée par Giroud et Han est nettement inférieure.

Aussi, les méthodes de Giroud et Noiray et de ADS, donnent pour tous les cas des épaisseurs nettement supérieures.

Constatations :

Nous constatons que l'influence du trafic selon les méthodes est comme suit :

Pour Giroud et Han, augmentation de 4 à 5 cm soit environ $0,12 h_{\text{non renforcé}}$, et de 2 à 3 cm soit environ $0,06 h_{\text{non renforcé}}$, pour chaque seuil de trafic supérieur.

Par contre pour la méthode de Giroud et Noiray, l'augmentation est de 20 cm soit environ $0,4 h_{\text{non renforcé}}$.

L'influence de la profondeur d'ornièrre se présente comme suit : il y a une diminution dans l'épaisseur de la couche de base avec l'augmentation de la profondeur d'ornièrre admissible, dans Giroud et Han, alors que Giroud et Noiray reste insensible à la variation de la profondeur d'ornièrre.

2.6.2 Calcul numérique pour Houlsby et Jewell

Nous n'avons pas inclus la méthode de Houlsby et Jewell dans le calcul précédent pour deux raisons, cette méthode ne tient pas compte du trafic, et concerne uniquement les chaussées à faible ornièrage.

Pour les mêmes hypothèses citées ci-dessus. C'est-à-dire : $P_A = 80 \text{ KN}$; $P = 40 \text{ KN}$; $p_c = 550 \text{ Kpa}$; $\text{CBR}_{\text{sg}} = 1$ ou encore une cohésion non drainée $C_u = 30 \text{ Kpa}$. Trafic non canalisé. Nous avons exploité les abaques de Houlsby et Jewell et trouvé :

Tableau 2.6. Calcul de l'épaisseur de couche de base par la méthode de Houlsby et Jewell(1190). $P = 40 \text{ KN}$; $p_c = 550 \text{ kpa}$; $C_u = 30 \text{ Kpa}$; $\gamma_{\text{bc}} = 20 \text{ KN/m}^3$

Angle Frottement Couche base ϕ en deg.		Angle de Distribution β en deg.		
		45°	35°	25°
Chaussée renforcée		0.12	0.18	0.27
Chaussée Non Renforcée	50°	0.15	0.21	0.32
	45°	0.17	0.26	0.38
	40°	0.21	0.33	0.50
	35°	0.27	0.44	0.65
	30°	0.36	0.56	0.84

Il est difficile de comparer ces résultats aux précédents calculs, vu que cette méthode inclut deux nouvelles variables à savoir, l'angle de distribution et l'angle de frottement de la couche de base.

2.7 Conclusion

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons dire que, pour les chaussées souples non revêtues, il existe des méthodes analytiques rationnelles simples qui permettent de dimensionner l'épaisseur de la couche de base et le type de géogridde.

Ces méthodes ne sont pas directement applicables aux chaussées revêtues. En effet, pour les chaussées revêtues, toutes les méthodes s'inspirent de la méthode AASHTO qui est essentiellement basée sur des essais empiriques.

Le point de départ de toutes les méthodes c'est l'assimilation du calcul de chaussée à un calcul de fondations superficielles. Et puisque le renforcement concerne les sols de faible résistance, le deuxième point commun à toutes les méthodes c'est de considérer un sol saturé de faible perméabilité, soumis à un trafic répété. Le sol se comporte par conséquent de manière non drainée. La loi de Coulomb devient : $\tau = C_u$.

Concernant les mécanismes de renforcement utilisés, le mécanisme de confinement latéral de la couche de base est employé par tous les auteurs étudiés. Le mécanisme d'effet de membrane tendue a été employé par Giroud et Noiray (1981).

Les méthodes les plus simples ont considéré une distribution approchée, de la contrainte transmise par une roue ayant un impact circulaire. La transmission des charges à la surface du sol de fondation se fait à travers la couche d'agrégat selon une distribution des contraintes de Boussinesq (hypothèse simpliste considérée : demi-espace homogène, isotrope et élastique). Parmi les auteurs qui ont adopté cette approche on peut citer, Barenberg et al., Steward et al. L'épaisseur h de la couche de base est choisie de telle manière que la pression p sur le sol de fondation soit : $p \leq N_c C_u$

Giroud et Noiray considèrent plutôt un impact de roue rectangulaire et une distribution pyramidale des contraintes selon un angle α que ces auteurs suggèrent de prendre sa tangente égale à : $\tan \alpha = 0,6$. Aussi, il est pris en compte dans cette méthode l'effet de membrane tendue qui permet de supporter une pression supplémentaire.

Par comparaison, la méthode de Barenberg et al. ne tient pas compte du trafic. Steward et al. améliorent cette méthode par pénalisation des facteurs N_c pour prendre en compte le trafic. Giroud et Noiray utilisent des relations empiriques inspirées des essais grandeur nature de Hammit (1970) pour tenir compte du trafic. Le tableau 2.7 suivant donne les valeurs de N_c pris en compte par ces auteurs.

Tableau 2.7. Valeur de N_c selon différents auteurs

Auteurs	Valeur de N_c		Observations
	Sans géotextile	Avec géotextile	
Barenberg et al.	3,3	6,00	Trafic non pris en compte
Steward et al.	3,3	6,0	Pour $N < 100$
	2,8	5,0	Pour $N > 1000$
Giroud et Noiray	3,14	5,14	Trafic pris en compte par des relations empiriques

Pour ce qui concerne les chaussées à faible orniérage, la méthode de Houlsby et Jewell admet que le renforcement fait que, toutes les contraintes de cisaillement agissant à l'interface base/sol de fondation sont transmises au géosynthétique et permet au sol de fondation de recevoir uniquement la contrainte verticale.

Pour chaque charge de roue donnée, de pression de contact donnée, le sol ayant un C_u donné, la couche de base ayant un poids volumique compacté et un angle de frottement donnés. La méthode consiste à admettre un angle de distribution et déterminer trois valeurs :

- Une épaisseur de chaussée renforcée en appliquant la relation

$$h = \frac{r}{\tan \beta} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 N_c C_u}} - 1 \right) \quad \text{avec } N_c = 5,69.$$

- Epaisseur de chaussée non renforcée en utilisant les abaques donnés par les auteurs.
- La tension dans le géosynthétique en utilisant les abaques donnés par les auteurs.

Giroud et Han (2004 a,b) établissent une méthode améliorant celle de Giroud et Noiray (1981). Ils considèrent un niveau de qualité de service tel que la profondeur d'ornière admissible soit inférieure à 75 mm. Donc l'effet de membrane n'est pas considéré dans cette nouvelle méthode. L'impact de contact de la roue est circulaire de rayon r . La distribution des contraintes se fait selon un angle α . P étant la charge de la roue et p la pression sur le sol de

fondation. L'épaisseur h est donnée par : $h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 p}} - 1 \right)$

Dans cette méthode la pression sur le sol est limitée à $p = m N_c C_u$ m est appelé facteur de mobilisation de capacité portante. Il est inversement proportionnel à h . Il est donné par une formule calibrée sur des données de terrain. A titre indicatif $m=1$ pour une couche de base nulle. La particularité de la méthode c'est qu'elle rapporte à l'angle de distribution de contraintes α , selon une technique originale, toutes les variables du problème, à savoir, épaisseur de la base, module élastique de la base, module élastique du sol de fondation, trafic

N d'essieux, module de stabilité des ouvertures J qui mesure la rigidité en plan de la stabilité des nervures et jonctions.

Nous avons fait des calculs sur excel pour déterminer les angles de distribution des contraintes d'après Giroud et Han en fonction de l'épaisseur de la couche de base, du module J et du trafic. On présente, sur le tableau 2.8, les valeurs calculées du coefficient de mobilisation de, capacité portante m en fonction de l'épaisseur de la base et de la profondeur d'ornièrre admissible. Sur le tableau 2.9, on présente une synthèse des calculs.

Tableau 2.8. Coefficient de mobilisation de capacité portante **m**, de Giroud et Han(2004)

Epaisseur h (m)	Profondeur ornière admissible (m)	Facteur m de mobilisation capacité portante
0.15	0.075	0.678
	0.050	0.450
	0.100	0.904
0.30	0.075	0.304
	0.050	0.203
	0.100	0.405
0.60	0.075	0.156
	0.050	0.104
	0.100	0.208

Tableau 2.9. Angle de distribution α de Giroud et Han(2004)

Epaisseur h (m)	Module J (mN/°)	Nombre de passage d'essieux N				
		100000	10000	1000	100	1
0.15	0	23.2	27.0	32.1	39.3	64.4
	0.32	26.1	30.0	35.2	42.1	64.4
	0.65	41.2	44.8	48.8	53.4	64.4
0.30	0	41.5	45.0	49.0	53.5	64.4
	0.32	44.2	47.4	51.0	55.0	64.4
	0.65	54.6	56.2	58.2	60.3	64.4
0.60	0	54.6	56.6	58.2	60.3	64.4
	0.32	56.2	57.8	59.0	60.8	64.4
	0.65	60.8	61.6	62.1	63.0	64.4

En conclusion, de toutes les méthodes citées ci-dessus, il semblerait que la méthode de Giroud et Han est la plus rigoureuse dans le sens où elle ne néglige aucune variable du problème. Ceci, d'autant plus qu'elle est basée sur des essais de laboratoire, Gabr (2001) et calibrée sur des essais grandeur nature, Hammit (1970).

Avant d'achever cette conclusion, il faut peut être poser une question importante. Ces méthodes analytiques et les méthodes d'éléments finis vus au chapitre 1 sont-elles crédibles, sachant que tout le raisonnement est fait sur une application d'une charge unique alors que ce qui fait travailler la chaussée c'est plutôt une charge cyclique répétée. Brocklehurst (1993)

s'est posé la même question dans sa thèse de Doctorat. Ce dernier nous rapporte que, suite à des essais mettant en action à la fois une charge unique puis une charge répétée d'une roue jumelée, réalisés par Fannin (1986) et discutés par Milligan et al. (1986) et (1989), il s'avère que les mécanismes de rupture relatifs aux deux types de chargement, étaient identiques. Ce qui soutient donc l'argument courant en matière de conception des chaussées de lier les deux types de chargement. La méthode donc de Giroud et Noiray (1981) et celle de Giroud et Han (2004 a,b) qui partent d'une analyse quasi-statique puis tiennent compte du trafic à travers des relations empiriques, se trouvent justifiées. Giroud et Han (2004 a,b) citent les diagrammes de fatigue établis par Hammit (1970) suite à des essais grandeur nature sur des chaussées non renforcées, ainsi que les diagrammes de fatigue établis par Gabr (2001) pour des chaussées renforcées. Aussi, Brocklehurst (1993) nous rappelle que De Groot (1986) a établi pour les chaussées renforcées suite à des essais grandeur nature, un diagramme de fatigue qui correspond à la relation suivante : $P_s = P_n N^{0,161}$ où P_n est la charge admissible pour N applications et P_s est la charge statique équivalente.

PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE

CHAPITRE 3

LES MODELES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE

3.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les lois de comportement utilisées dans ce mémoire ainsi que le code Flac.

La simulation numérique d'un corps de chaussée routier renforcé ou non par géogrilles est un problème complexe qui présente notamment :

De fortes non linéarités, surtout qu'on travaille dans ce mémoire, en grandes déformations ;

La mise en jeu de plusieurs éléments à savoir : sol, couche de base, interfaces, éléments de structure poutre et géogrille, etc.

Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous présentons ici les principes du code de calcul Flac qui a été utilisé tant pour nos simulations bidimensionnelles que tridimensionnelles.

La rédaction de ce chapitre doit beaucoup au cours de M. Benmebarek (2005), le manuel de Flac, édité par, Itasca (2000), ainsi que la thèse de E. Boidy (2002).

3.2. Modèles de comportement

3.2.1. Introduction

Ce paragraphe sera consacré à la présentation des différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement du bicouche sol - couche de base. Dans un premier temps nous rappelons brièvement les expressions du cas de l'élasticité linéaire isotrope puis orthotrope. Ensuite nous posons les bases de la formulation d'une loi

élastoplastique. Nous nous intéressons enfin à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr Coulomb.

3.2.2. Modèle élastique

3.2.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope

Ce modèle a été utilisé dans ce mémoire pour modéliser la géogrille en 2D en un élément poutre à comportement linéaire élastique.

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ε_{ij} . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans l'équation 3.1 et dans l'équation 3.2.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

Où E et ν sont le module d'Young et le coefficient de Poisson et δ_{ij} est l'indice de Kronecker. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur E.

Tableau 3.1 : Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz (1974)).

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, ν	G	$2G(1 + \nu)$	$\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, E	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	K	ν

Dans le code de calcul Flac, l'écriture des relations de comportement utilise les modules, volumique K et de cisaillement G , plutôt que le module d'Young et le coefficient de poisson, les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le tableau 3.1.

3.2.2.2. Modèle élastique orthotrope

Ce modèle a été utilisé dans ce mémoire pour modéliser la géogrille. Un modèle orthotrope prend en compte trois plans orthogonaux d'élasticité symétriques. Les axes principaux d'élasticité nommés 1, 2, 3 sont définis dans les directions normales à ces plans. La relation incrémentale contrainte-déformation dans les axes locaux est de la forme :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{12}} & & \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} & \\ & & & & & \frac{1}{G_{23}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

Le modèle implique neuf constantes élastiques indépendantes :

- E_1, E_2, E_3 modules d'Young dans les directions des axes locaux ;
- G_{23}, G_{13}, G_{12} modules de cisaillement dans les plans parallèles aux axes locaux ;
- $\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$ coefficients de poisson, où ν_{ij} caractérise la contraction latérale dans la direction locale i causée par la contrainte de traction dans la direction locale j .

En vertu de la symétrie de la matrice contrainte-déformation nous avons :

$$\frac{\nu_{21}}{E_1} = \frac{\nu_{12}}{E_2} \quad \frac{\nu_{31}}{E_1} = \frac{\nu_{13}}{E_3} \quad \frac{\nu_{32}}{E_2} = \frac{\nu_{23}}{E_3} \quad (3.4)$$

Pour les plaques minces ayant un comportement de contrainte plane ($\sigma_{zz} = 0$) et aucun cisaillement transversal $\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$, la matrice de rigidité devient :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} \\ & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Par inversion de Matrice on a :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & -\frac{\nu_{12}E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \\ -\frac{\nu_{21}E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \frac{E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \\ & & G_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

Ou encore selon la notation de Flac 3D :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{e}_{11} & \bar{e}_{12} \\ \bar{e}_{21} & \bar{e}_{22} \\ & & \bar{e}_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

Avec : $\bar{e}_{33} = G_{12} = \frac{E_1 E_2}{E_1(1+2\nu_{12}) + E_2}$ selon Lekhnitskii (1981)

Et connaissant ν_{21} l'équation 3.4 permet de déduire : $\nu_{12} = \nu_{21} \cdot \frac{E_2}{E_1}$ (3.8)

3.2.3. Lois de Comportement élastoplastique

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte de déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.9)$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

3.2.3.1. Notion de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques) ;
- La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}, R) = 0 \quad (3.10)$$

Avec, σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

R : Ensemble des paramètres d'écrouissage.

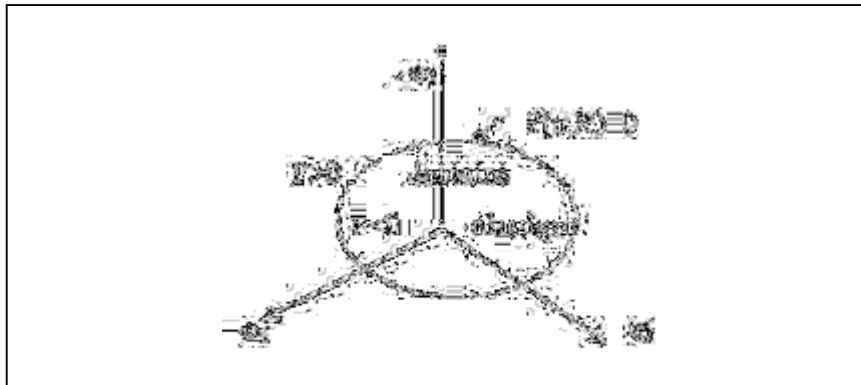


Figure 3.1 : Surface de charge.

Trois cas de figure se présentent donc :

- $F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;
- $F = 0$. Les déformations élastiques peuvent être, éventuellement, accompagnées de déformations plastiques ;
- $F > 0$ Etat de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F=0$, deux cas de comportements élasto-plastiques sont possibles (figure 3.1) :

- La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage ;
- La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écrouissage).

3.2.3.2. Notion de règle d'écrouissage

L'écrouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. L'essai de traction (ou de compression) uniaxiale (figure 3.2) va nous permettre de décrire cette notion d'écrouissage.

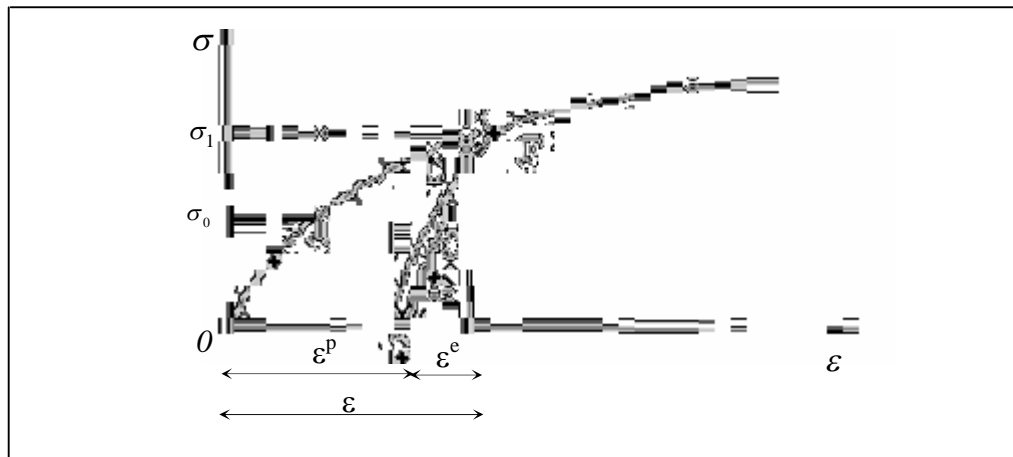


Figure 3.2 : Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est-à-dire que, quand on décharge on revient en O. Le point A, représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus de comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite « seuil » de plasticité initial ou « limite élastique ». Après l'avoir franchi, et si, étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste $OD=\varepsilon^p$ est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin OAB. Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le

point H qui est plus élevé que le précédent (A). C'est justement cette élévation du seuil de plasticité qui s'appelle écrouissage. Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau.

L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage R . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de cam clay (Roscoe & Burland (1968), Schofield & Wroth(1968)) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij}^p .

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écrouissage :

a) Ecrouissage isotrope

L'écrouissage est dit isotrope, quand l'évolution de la surface de charge n'est gouvernée que par un seul paramètre scalaire, par exemple la déformation plastique cumulée (figure 3.3). Ainsi, dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple, la courbe de traction succédant à celle de compression se déduit de cette dernière par une homothétie de rapport (-1) et de centre, le point de contrainte nulle (point A de la figure 3.3). Dans le plan déviatoire, la surface de charge croît de manière homothétique par rapport au point B.

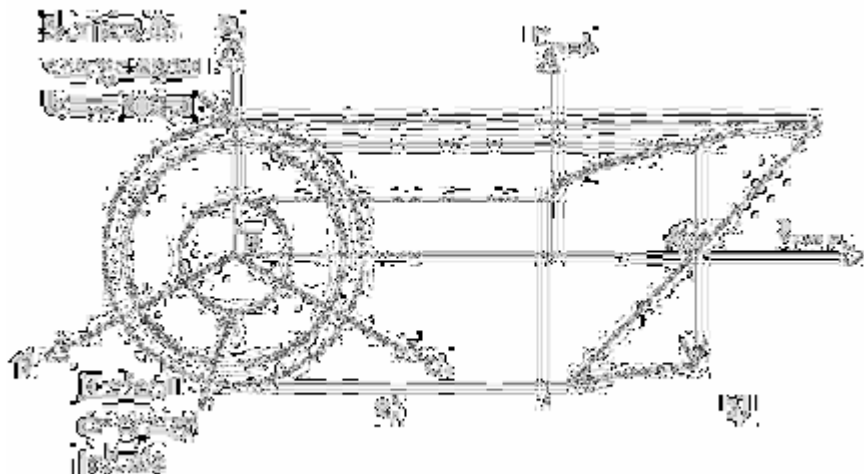


Figure 3.3 Représentation de l'écrouissage isotrope en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$ en traction-compression simple.

b) Ecoulement cinématique

Le domaine d'élasticité délimité par la surface de charge se déplace par translation dans l'espace des contraintes principales (figure 3.4) et sans distorsion de la surface de charge initiale. L'écoulement dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

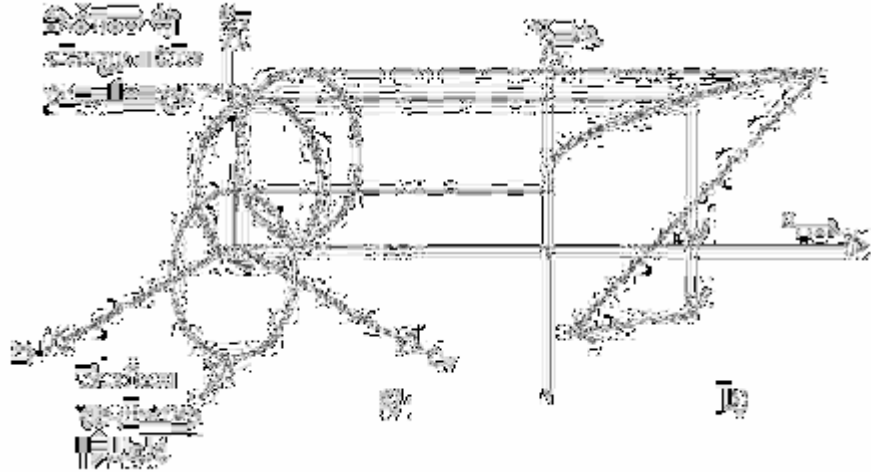


Figure 3.4 Représentation de l'écoulement cinématique en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \epsilon_{axiale}$ en traction-compression simple.

c) Ecoulement mixte

La théorie de l'écoulement mixte est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle « anisotrope cinématique ». La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

d) Ecoulement anisotrope

Pour un écoulement anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion / contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

3.2.3.3. Notions de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation 3.9 citée ci-dessus. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

a) Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer $F = G$.

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F=0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.11)$$

Où λ est le multiplicateur plastique (scalaire positif)

Pour un état de contrainte σ tel que $F = 0$, deux cas sont possibles :

a) 1^{er} cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma < 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e \text{ et donc } d\varepsilon^p = 0$$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

b) 2^{ème} cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma > 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

b) Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols frottants, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\sigma_{ij})=0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})=0$.

3.2.4. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb

C'est le modèle utilisé dans ce mémoire pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation qui est purement cohérent et de la couche de base constituée d'un matériau granulaire frottant. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. C'est un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques : E et ν , et 3 paramètres de rupture (c , φ et ψ) tels que :

- E : Module d'Young ;
- ν : Coefficient de Poisson ;
- c : Cohésion ;
- φ : Angle de frottement ;
- ψ : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation : $\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi)$ (3.12)

Où : σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

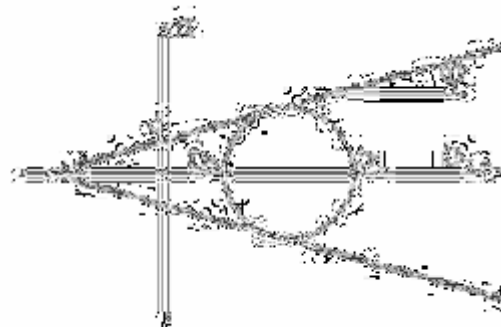


Figure 3.5 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 3.5. La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\varphi = 0$), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 3.6. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\varphi = 0$).

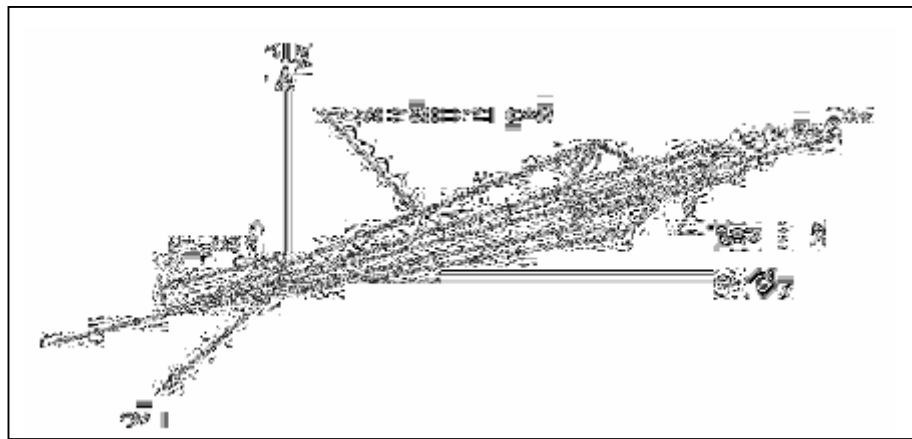


Figure 3.6 : Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000).

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.13)$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure σ_3 : contrainte principale mineure

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte, σ_t , contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \quad (3.14)$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique e^v en fonction de la déformation axiale e_1 (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 3.7.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance ψ avec $\psi < \varphi$.

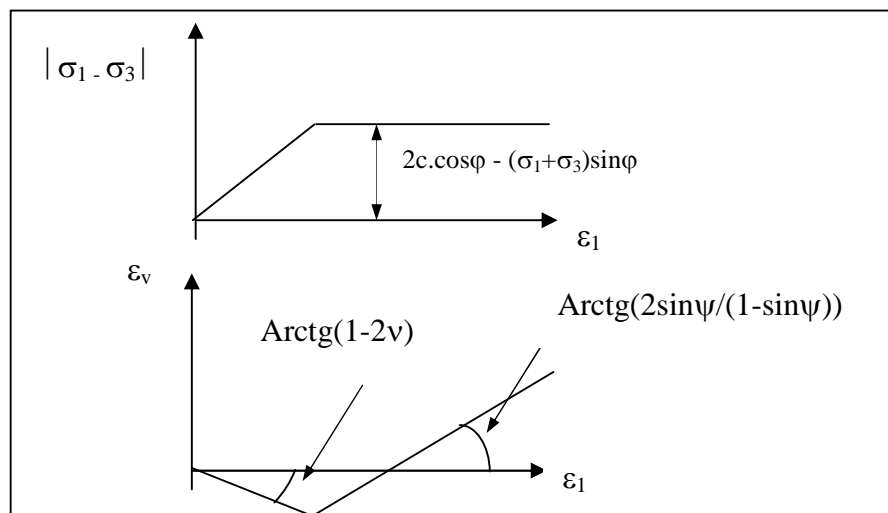


Figure 3.7 : Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (Vermeer et de Borst, 1984)

Il est à noter que Vermeer et de Borst ont observé que les valeurs des angles de dilatance sont comprises approximativement entre 0° et 20° pour les sols, roches et bétons.

3.3. Description du code de calcul Flac

3.3.1. Introduction

Le manuel d'utilisation de Flac établi par Itasca (2000) nous fournit une description assez détaillée du code de calcul Flac (Fast Lagrangian Analysis of Continua) qui est conçu et commercialisé par la société Itasca. Il est disponible en version bidimensionnelle et tridimensionnelle. Il revient à l'utilisateur de travailler avec la version qui convient le plus à son problème. En effet quand le problème à résoudre peut être vraiment modélisé en 2 dimensions, Flac 2D permet de raffiner autant que possible les maillages ou les incréments de chargement, avec des temps très raisonnables. Toutefois certains problèmes sont, de par leur nature, tridimensionnels, Flac 3D permet alors de les simuler, mais, vu l'augmentation du nombre de zones, tout raffinement implique des temps de calcul considérables mais, par rapport à d'autres logiciels, Flac 3D reste compétitif.

Ce code aux différences finies a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique. Intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique, il est nécessaire d'analyser la stabilité mécanique des solutions obtenues. Le logiciel intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer les modèles élastiques, Mohr Coulomb, Cam Clay, Drucker Prager, Double Yield, etc. Le logiciel permet même à l'utilisateur d'introduire une nouvelle loi de comportement. Le macro langage Fish de Flac permet aussi de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, etc.

3.3.2. Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée est directement remplacée par une expression algébrique décrite en termes de variations en des lieux discrets de l'espace. Ces

variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

Le code Flac utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

De plus, le code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

3.3.3. Discrétisation en 2D

Le milieu continu est discrétisé par des quadrilatères, chacun d'eux divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a,b) et (c,d), à déformation uniforme comme indiqué sur la figure 3.8. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique. Il en va de même pour les déplacements des nœuds.

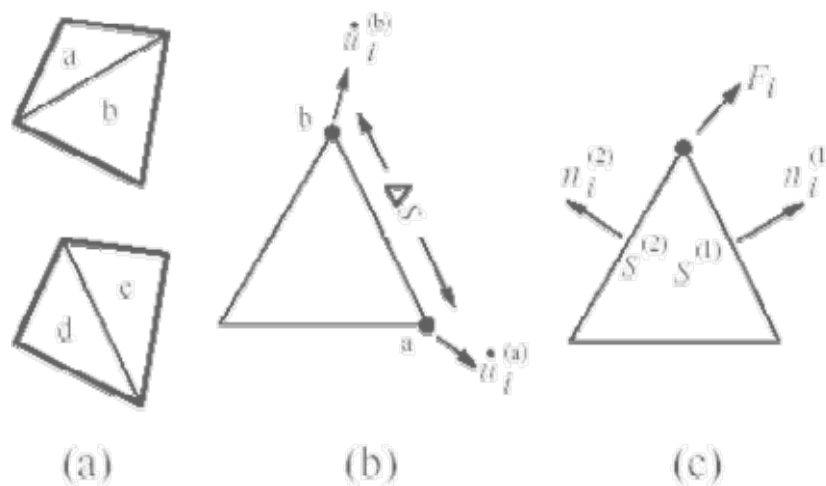


Figure 3.8 Principe de dissociation des quadrilatères en deux paires d'éléments triangulaires, d'après Itasca (2000)

L'utilisation d'éléments triangulaires élimine le problème de déformations non restreintes qui se pose avec les éléments quadrilatères à déformation uniforme. Ce problème, pour les polygones à plus de trois sommets, tient au fait qu'il existe des combinaisons de déplacements nodaux qui ne produisent aucune déformation, et donc ne sont restreints par aucune force. Un

autre problème de la modélisation de matériaux en plasticité n'est pas résolu par l'utilisation d'éléments triangulaires. Il s'agit de la formulation de la condition d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique. En effet, pour les problèmes axisymétriques ou en déformations planes, cette condition introduit une restriction cinématique dans la direction perpendiculaire au plan d'étude. Les éléments sont alors «surcontraints» (nombre d'équations supérieur au nombre d'inconnues), ce qui donne lieu à des prédictions erronées et optimistes des chargements de rupture. Ce problème est résolu en utilisant la discrétisation mixte.

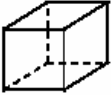
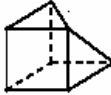
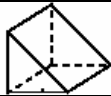


La discrétisation mixte consiste à adopter des discrétisations différentes pour les parties isotropes et déviatoriques des tenseurs de contraintes et de déformations. Les parties isotropes des tenseurs de contraintes et de déformation, sur lesquelles s'applique la condition d'incompressibilité, sont supposées constantes sur l'ensemble d'un quadrilatère, alors que les deux parties déviatoriques sont traitées séparément dans les deux triangles.



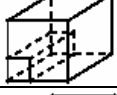



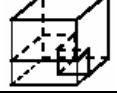
3.3.4. Discrétisation en 3D

Le maillage en FLAC3D est généré avec la commande `Generate zone`. Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau 3.2.

Ces formes primitives peuvent être appliquées individuellement ou reliées ensemble pour créer le maillage FLAC3D.

Tableau 3.2 : Formes des zones primitives disponibles dans Flac 3D

Forme	Mot Clé	Nom	Nombre points spécifiques
	Brick	Brique	8
	Dbrick	Brique dégénérée	7
	wedge	Coin	6
	pyramid	Pyramide	5
	tetrahedron	Tétraèdre	4

	cylinder	Cylindre	6
	radbrick	Maillage radialement dégressif autour de la brique	15
	Radtunnel	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme parallélépipédique	14
	radcylinder	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme cylindrique	12
	Cshell	Maillage coque cylindrique	10
	Cylint	Intersection de tunnels de forme cylindrique	14
	Tunint	Intersection de tunnels de forme parallélépipédique	17

Dans FLAC3D, le procédé de discrétisation commence par la formation des zones selon les formes primitives choisies par l'utilisateur.

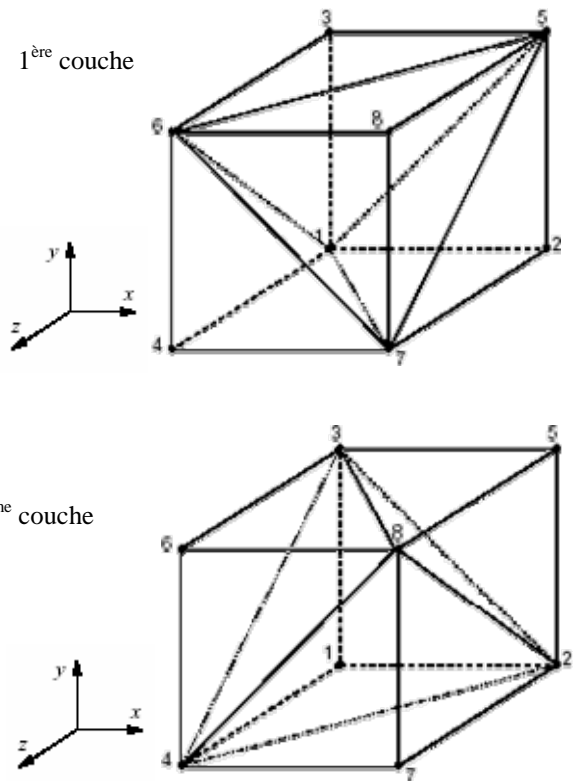


Figure 3.9 : Zone à 8 nœuds avec superposition de 2 couches de 5 tétraèdres dans chaque couche

Chaque zone est discrétisée intérieurement automatiquement en tétraèdres. La zone à huit nœuds, par exemple, peut être discrétisée dans deux (et seulement deux) différentes configurations de cinq tétraèdres (correspondant aux couches 1 et 2 sur la figure 3.9). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux configurations de tétraèdres, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique. L'utilisation d'éléments tétraédriques élimine le problème de déformations non restreintes. Par ailleurs le problème de conditions d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique est résolu en utilisant la discrétisation mixte (comme indiqué dans § 3.3.3).

3.3.5. Schéma de résolution explicite

Le schéma de résolution explicite est basé sur le principe qu'une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Ce schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. La séquence générale de calcul intégrée dans FLAC est illustrée sur la figure 3.10.

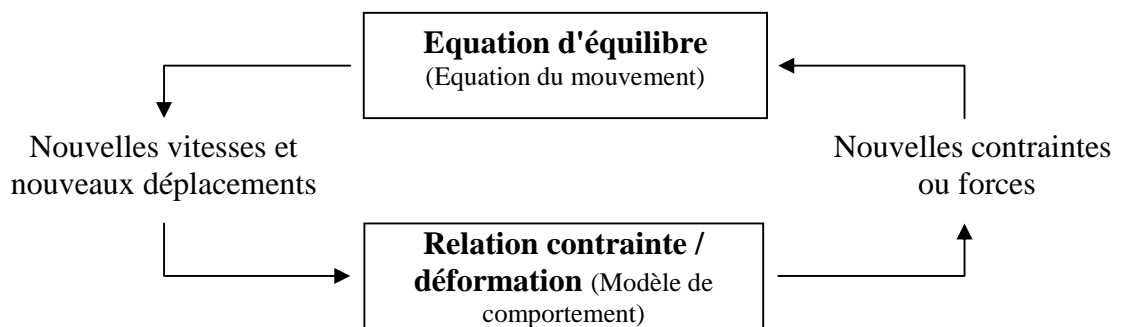


Figure 3.10 : Séquence de calcul Flac, d'après Itasca (2000).

La procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien l'équation du mouvement de Newton est exprimée par :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.15)$$

Avec ρ , t , \dot{u} , x , g , sont respectivement, la masse volumique, le temps, le vecteur vitesse, le vecteur position et l'accélération due aux forces de volume.

Ensuite les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes déterminées à partir de la loi de comportement.

Dans chaque boîte de calcul de la figure 3.10, on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, restées fixées durant les calculs dans cette boîte. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée si un pas de temps assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de « l'onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs les utilisant.

La condition de stabilité pour un solide élastique (Flac (2000)), discrétisé en maille carrée, de

$$\text{côté } \Delta x, \text{ est la suivante : } \Delta t < \frac{\Delta x}{C_p} \quad (3.16)$$

Où : Δt et C_p sont respectivement le pas de temps admissible et la célérité maximale à laquelle « l'onde de calcul » se propage.

Pour un milieu élastique, la célérité C_p correspond à celle « des ondes primaires », dites P, qui

$$\text{est définie par : } C_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (3.17)$$

Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent). L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et, dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif.

Le critère de stabilité permettant de contrôler l'état d'équilibre de l'ensemble du système, est basé sur la force maximale non équilibrée. L'utilisateur du code définit la force en deça de laquelle le déséquilibre résiduel est supposé satisfaisant. Cependant, ce critère conduit inévitablement à un nombre de cycles de calculs très importants, ce qui rend la méthode explicite peu performante pour l'ensemble des problèmes linéaires et notamment en petits déplacements. Le domaine de prédilection de la méthode serait davantage l'étude des systèmes non-linéaires et des grands déplacements.

3.3.6. Méthodologie de simulation avec Flac

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes logiques suivantes :

- Définir la géométrie ;
- Introduire les modèles de comportement ;
- Introduire les éléments de structure s'il y a lieu ;
- Préciser les conditions aux frontières ;
- Application du poids propre s'il y a lieu ;
- Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos ;
- Remettre à zéro les déplacements ;
- Introduire le chargement ;
- Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis ;
- Examen de la réponse du modèle ;
- Puis introduire les modifications requises etc.

3.4. Interfaces

3.4.1. Introduction

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée les plans de glissement ou de séparation (au niveau des joints, couches minces, liaisons structure-sol, sol-roche, etc.).

Flac intègre notamment des interfaces caractérisées par le glissement de Coulomb et/ou la séparation par traction. Les propriétés de l'interface sont : le frottement, la cohésion, la dilatance, la raideur normale, la raideur de cisaillement et la résistance à la traction.

3.4.2. Formulation

Une interface est représentée comme une raideur normale et une raideur en cisaillement entre deux plans en contact.

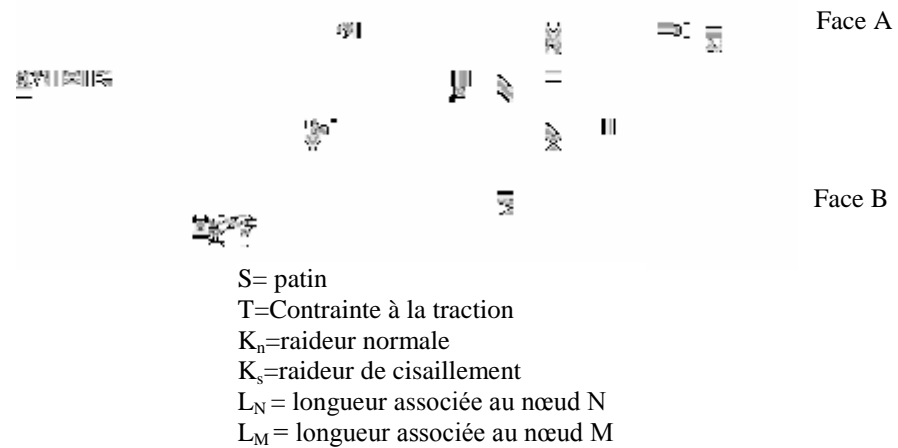


Figure 3.11 : Interface représentée par la connexion des face A et B par des ressorts de raideur en cisaillement (k_s) et normale (k_n)

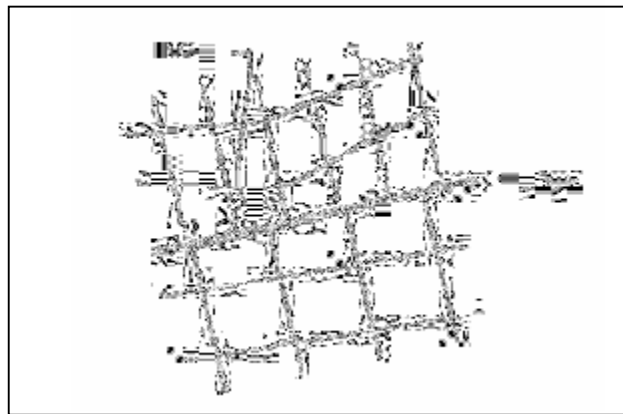


Figure 3.12 Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (FLAC (2000)).

Pour le choix des caractéristiques de l’interface : la cohésion, la dilatance, la traction limite et le frottement sont généralement pris égaux à celles du matériau le moins résistant.

Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer. Flac recommande de prendre pour ces valeurs une quantité dix fois plus grande que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La raideur apparente de ladite zone dans la direction normale étant donnée par la relation suivante :

$$\max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \tag{3.18}$$

Où : K et G sont respectivement le module volumique et le module de cisaillement, et ΔZ_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale (voir figure 3.12)

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite la force de cisaillement par la relation : $F_{s \max} = cL + \tan \varphi F_n$ (3.19)

Avec : L = longueur de contact effectif

φ = angle de frottement des surfaces d'interface

Si le critère est satisfait c.a.d si $|F_s| \geq F_{s \max}$ donc $F_s = F_{s \max}$ (3.20)

Le vecteur incrément de déplacement relatif au niveau du point de contact est résolu dans les deux directions normale et de cisaillement, et les forces totales normale et de cisaillement sont déterminées par :

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^t - k_n \Delta u_n^{(t+1/2\Delta t)} L \quad (3.21)$$

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^t - k_s \Delta u_s^{(t+1/2\Delta t)} L \quad (3.22)$$

Les raideurs k_n et k_s ayant les unités de (contrainte/déplacement).

3.5. Eléments structurels

3.5.1. Introduction

Le code de calcul Flac comporte de nombreux éléments structurels intégrés, formulés comme des éléments finis.

Flac 2D comporte les éléments : poutre, câble, pieux, membre support.

Flac 3D comporte les éléments : poutre, câble, pieux, coque, géogrille, soutènement.

Il faut noter que la formulation des éléments de structure en Flac2D est une formulation contrainte plane. Si les éléments poutre ou pieu représentent une structure continue perpendiculaire au plan de l'analyse alors le module élastique E doit être divisé par $(1-\nu^2)$ pour prendre en compte les conditions de déformation plane. Aussi, aucune formulation ne peut fonctionner quand le problème est configuré en axisymétrie.

Nous n'allons ici présenter que les éléments utilisés dans le présent mémoire. Ces éléments peuvent être liés ou indépendants du maillage définissant le milieu continu, ils reposent sur la

même logique de résolution, à savoir, une formulation explicite lagrangienne incluant les équations en dynamique.

3.5.2. Élément poutre en Flac2D

Un élément poutre est un élément à deux dimensions avec trois degrés de liberté (x translation, y translation, et une rotation) à chaque nœud. Des éléments d'interface peuvent être attachés à chaque face de l'élément poutre pour simuler l'interaction de frottement / glissement.

Les propriétés de l'élément poutre sont : l'inertie I, la surface de la section A, le module d'élasticité E, et la longueur de l'élément de poutre L.

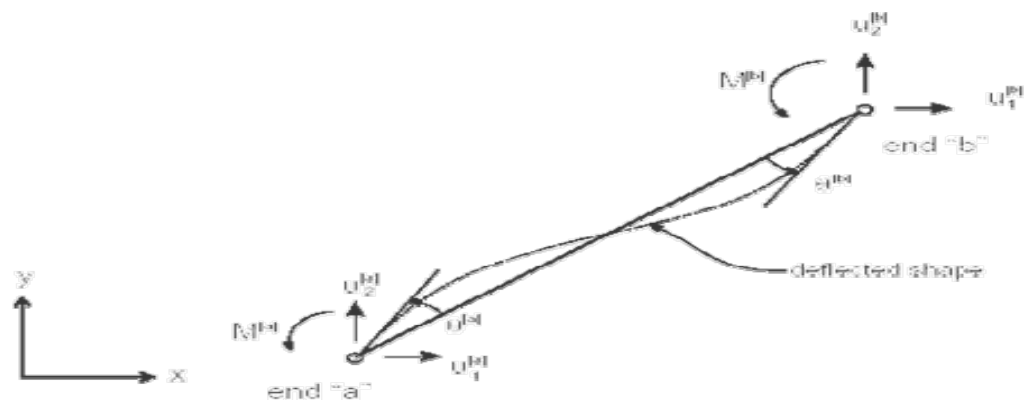


Figure 3.13 : Nomenclature des éléments de la poutre

Les composantes des forces et des moments à chaque nœud sont données par l'équation :

$$\{F\} = K\{u\} \tag{3.23}$$

Où : F, K, u représentent respectivement les forces au niveau des 2 nœuds, la matrice de rigidité, et le déplacement au niveau des 2 nœuds.

Le développement de l'équation 3.23 est comme suit :

$$\begin{Bmatrix} F^t[a] \\ F^n[a] \\ M[a] \\ F^t[b] \\ F^n[b] \\ M[b] \end{Bmatrix} = \frac{E}{L} \begin{bmatrix} A & & & & & \\ & \frac{12I}{L^2} & & & & \\ & \frac{6I}{L} & & & & \\ & & 4I & & & \\ -A & & & 0 & & A \\ & \frac{12I}{L^2} & & -\frac{6I}{L} & & \frac{12I}{L^2} \\ & \frac{6I}{L} & & 2I & & -\frac{6I}{L} \\ & & & & 4I & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^t[a] \\ u^n[a] \\ \theta[a] \\ u^t[b] \\ u^n[b] \\ \theta[b] \end{Bmatrix} \tag{3.24}$$

Avec :

- $F^{t[a]}$ et $u^{t[a]}$: force et déplacement tangentiels (axial) en a ;
- $F^{n[a]}$ et $u^{n[a]}$: force et déplacement normaux (cisaillement) en a ;
- $M^{[a]}$ et $\theta^{[a]}$: Moment et rotation en a ;
- $F^{t[b]}$ et $u^{t[b]}$: force et déplacement tangentiels (axial) en b ;
- $F^{n[b]}$ et $u^{n[b]}$: force et déplacement normaux (cisaillement) en b ;
- $M^{[b]}$ et $\theta^{[b]}$: Moment et rotation en b.

Dans le cas particulier de notre mémoire nous avons modélisé la géogrille en 2 D par des éléments poutre. La poutre considérée était à inertie nulle pour prendre en compte uniquement l'effet membrane, pour simuler une géogrille ne travaillant pas à la flexion.

Dans ce cas, les degrés de liberté se réduisent à un seul ddl par nœud, le déplacement axial.

L'équation 3.24 se trouve simplifiée comme suit :

$$\begin{Bmatrix} F^{t[a]} \\ F^{t[b]} \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^{t[a]} \\ u^{t[b]} \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

3.5.3. Élément géogrille en Flac3D

3.5.3.1. Présentation de l'élément géogrille

L'élément de structure géogrille est un élément complètement intégré en Flac 3D. C'est un élément fini triangulaire à 3 nœuds d'épaisseur constante. Le comportement assigné à cet élément fini est le comportement d'un triangle travaillant en contrainte plane, CST (triangle à déformation constante). Le nombre de degrés de liberté de cet élément est de 6. Soit deux translations par nœud (figure 3.14 avec ddl de rotations supprimés).

L'élément de structure géogrille est défini par une matrice de rigidité associée formée en utilisant les techniques des éléments finis, à savoir le système d'équations :

$$F = K D \quad (3.26)$$

Où : F représente le vecteur forces à 6 composantes ;

D représente le vecteur déplacement à 6 composantes ;

K représente la matrice de rigidité symétrique 6x6 composée à partir des constantes mécaniques et géométriques de l'élément triangulaire.

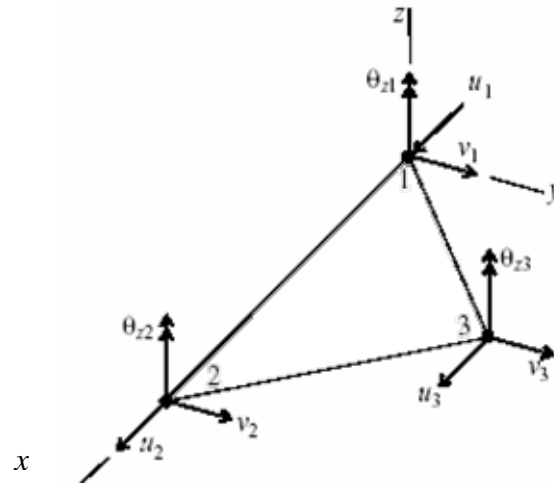


Figure 3.14 : Système de coordonnées locales et, degrés de liberté (6) d'un élément géogrille (lire la figure en supprimant les 3 degrés de liberté de rotation).

3.5.3.2. Comportement de l'élément de structure géogrille

Le comportement de l'élément de structure géogrille peut être scindé en deux sous-comportements. Le premier sous-comportement est le comportement de l'élément coque (lui-même) triangulaire à 3 nœuds, de forme plane, à épaisseur constante et à 6 degrés de libertés tel que présenté ci-dessus.

Le deuxième sous-comportement est la manière dont cet élément interagit avec le maillage formant le sol. Une interaction de frottement et de cisaillement a lieu entre la géogrille et le maillage de flac 3D représentant le sol, dans le plan tangent à la surface de la géogrille. Dans la direction normale, la géogrille est scellée à l'intérieur de la maille de sol flac 3D, à laquelle elle est rigidement liée. Elle suit, en esclave, le mouvement de cette maille. Le comportement à l'interface géogrille-sol est schématisé sur les figures 3.15 à 3.17.

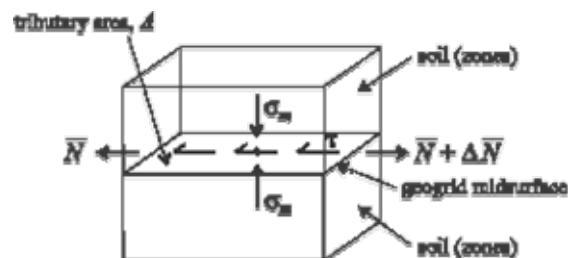
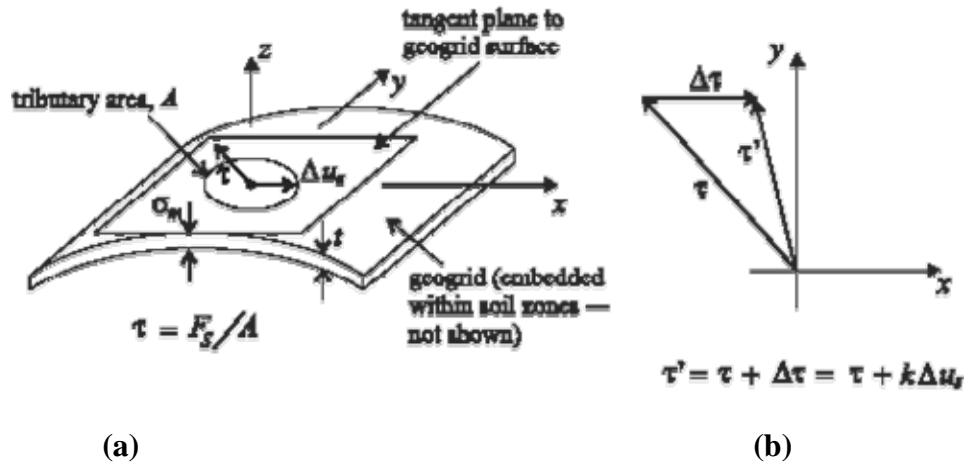


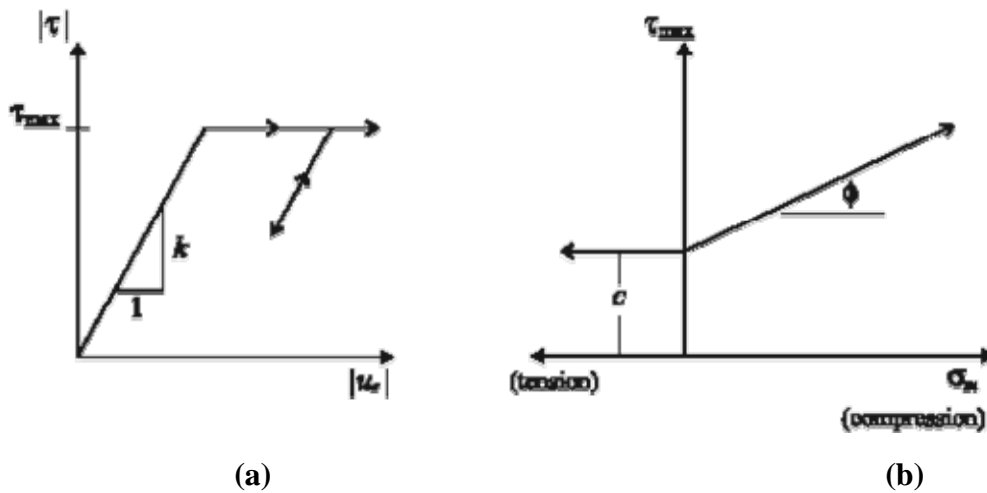
Figure 3.15 : Contraintes agissant sur l'élément de structure géogrille



(a) Contrainte de cisaillement, τ , et incrément de déplacement de cisaillement relatif, Δu_s , entre la géogrille

et le sol, contrainte de confinement effective σ_m .
 (b) Contrainte de cisaillement actualisée à chaque pas de temps

Figure 3.16 : Modélisation du comportement de l'interface sur un nœud de la géogrille



(a) Contrainte de cisailment, τ , en fonction du déplacement de cisailment relatif total.

(b) Critère de résistance de cisailment

Figure 3.17 : Comportement de cisailment directionnel de l'interface pour l'élément de structure géogrille

Le comportement de l'interface est représenté numériquement à chaque nœud de la géogrille par une liaison rigide dans la direction normale et un ressort-patin dans le plan tangent à la surface de la géogrille.

Le comportement de cisailment de l'interface géogrille-sol (voir figure 3.17) est de nature frottante et cohésive. La contrainte de cisailment est de la forme :

$$\tau' = \tau + \Delta\tau = \tau + k \Delta u_s \tag{3.27}$$

Où $\Delta\tau$ est l'incrément de contrainte de cisaillement.

k : raideur du ressort couplée

Δu_s : incrément de déplacement relatif de cisaillement

La contrainte de cisaillement est bornée par la valeur $\tau_{\max} = c + \sigma_m \tan \varphi$ (3.28)

Où c : cohésion de l'interface ;

φ : angle de frottement de l'interface ;

σ_m : contrainte verticale de confinement.

La contrainte de confinement σ_m est calculée en chaque nœud de la géogridde. Elle est égale à la contrainte σ_{zz} de la zone dans laquelle est scellé le nœud.

Les valeurs de c , φ et k dépendent du type de géogridde et du matériau dans lequel est scellé la géogridde. Ces valeurs peuvent être obtenues dans un essai expérimental d'ancrage (pull out test). L'essai d'ancrage est réalisé en plaçant une géogridde dans un sol. L'essai consiste à tirer la géogridde (pull out), mesurer la force de traction F , mesurer le déplacement relatif de la géogridde, jusqu'à glissement ou pull out, et à répéter l'essai sous différentes valeurs de pression de confinement σ_m . La contrainte de cisaillement est égale au rapport de la force de traction F par la section concernée de géogridde S , $\tau = F/S$. L'essai permet de tracer les courbes de la figure 3.17. A savoir $\tau = k u_s$ et $\tau_{\max} = c + \sigma_m \tan \varphi$. Ce qui permet de déduire les propriétés de la géogridde ancrée dans un sol spécifié et qui sont : c , φ , et k .

Pour ce qui est du comportement dans la direction normale à la géogridde, et comme il a été mentionné ci-dessus, la vitesse normale à la surface de la géogridde est transférée directement aux nœuds de la géogridde, c-a-d que le nœud de la géogridde est esclave au mouvement du maillage dans cette direction normale.

3.5.3.3 Propriétés de l'élément structure géogridde

La géogridde possède les propriétés suivantes :

(1a) Isotrope : Matériau élastique isotrope ayant les propriétés E et ν ;

(1b) Orthotrope : Matériau élastique orthotrope ayant les propriétés \bar{e}_{11} , \bar{e}_{12} , \bar{e}_{22} , \bar{e}_{33}

(2) Epaisseur : Epaisseur t ;

(3) cs_scoh : cohésion du ressort couplée c ;

(4) cs_sfric : frottement du ressort couplé φ ;

(5) cs_sk : raideur du ressort couplée k [F/L^3].

Sachant que le comportement de la géogridde peut être soit isotrope ou orthotrope. Par conséquent c'est uniquement la propriété requise qui doit être spécifiée.

Les propriétés \bar{e}_{11} , \bar{e}_{12} , \bar{e}_{22} , \bar{e}_{33} du matériau élastique orthotrope sont en fait les éléments de la matrice de rigidité de la loi de comportement contrainte-déformation. C'est une matrice simplifiée 3x3 obtenue en prenant en compte l'hypothèse de la plaque mince en contrainte plane. C'est-à-dire $\sigma_{zz} = 0$, et les déformations de cisaillement transversales nulles $\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$. La loi de comportement (équation 3.7) est ci-dessous rappelée :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{e}_{11} & \bar{e}_{12} & \\ \bar{e}_{21} & \bar{e}_{22} & \\ & & \bar{e}_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

3.5.3.4. Exécution de Flac 3D avec l'élément structure géogridde

Pour introduire la géogridde à l'intérieur du maillage de Flac 3D, il y a lieu de :

- Spécifier la position exacte de la géogridde ;
- Spécifier les propriétés mécaniques et d'interface de la géogridde ;

Le programme générera alors automatiquement les éléments géogridde dans la position spécifiée à raison de 2 triangles par zone (voir l'exemple de la figure 3.18).

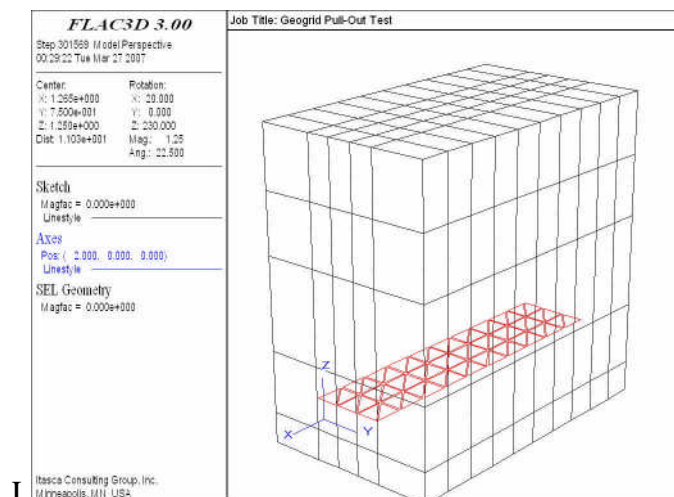


Figure 3.18 Exemple de génération d'éléments géogridde en Flac 3D

Les sorties de l'exécution du programme renseignent sur les résultats relatifs à l'interface de la géogrille qui sont :

- Le déplacement couplé u ;
- La contrainte couplée τ ;
- L'état d'écoulement (glissement) ou non selon que τ_{\max} est atteinte ou non.

Le programme permet aussi le :

- Recouvrement des contraintes dans la structure géogrille σ_x σ_y σ_{xy} ;
- Recouvrement des efforts dans la géogrille N_x N_y N_{xy} tels que :

$$\sigma_{xx} = \frac{N_x}{t} \quad \sigma_{yy} = \frac{N_y}{t} \quad \sigma_{xy} = \frac{N_{xy}}{t} \quad \text{ou : } t \text{ est l'épaisseur de la géogrille.}$$

3.6. Conclusion

La simulation numérique d'un corps de chaussée routier renforcé ou non par géogrilles est un problème complexe qui présente notamment :

De fortes non linéarités géométriques générées par la résolution en grandes déformations,

La mise en jeu de plusieurs éléments à savoir : sol, base, interfaces, éléments de structure poutre et géogrille, etc.

Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous avons utilisé dans ce présent mémoire le code de calcul Flac qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, il permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique.

Pour ce qui est des lois de comportement nous avons retenu :

Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb pour le sol et la couche de base. Le sol est purement cohérent, la couche de base est frottante sans cohésion.

Le modèle élastique pour l'élément de structure poutre représentant la géogrille en bidimensionnel. L'interaction de cette poutre, avec le sol et la couche de base, est assurée par des éléments d'interface ;

L'élément de structure géogrille de Flac 3D est utilisé en tridimensionnel pour représenter la géogrille.

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE DU CORPS DE CHAUSSEE RENFORCE PAR GEOGRILLE

4.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Flac pour, simuler numériquement le comportement du corps de chaussée renforcé ou non par géogridde.

Le problème sera étudié tant en deux dimensions (avec Flac2D) qu'en trois dimensions (avec Flac3D). Si, en réalité l'impact de la roue qui a des dimensions limitées fait que le problème est à trois dimensions, la déformation de la route selon une ornière longitudinale permet de faire l'analyse en déformation plane.

L'étude numérique a pour objectif d'analyser les mécanismes de renforcement opérant dans un système bicouche avec et sans renforcement. Elle est axée sur l'analyse de :

- Réponse pression – déplacement ;
- Contraintes tangentielles agissant sur l'interface corps de chaussée – sol ;
- Contraintes normales agissant sur l'interface corps de chaussée – sol ;
- Les tensions des renforcements.

L'étude a aussi pour objectif d'analyser l'influence des propriétés des matériaux du bicouche sur les mécanismes de renforcement. Pour ce faire, une étude paramétrique est retenue pour étudier l'influence des variables suivantes :

- Epaisseur de la couche de base ;
- Raideur du renforcement ;
- Longueur du renforcement ;
- Résistance non drainée au cisaillement c_u .

L'ensemble des résultats des simulations entreprises dans cette étude sont présentées sous forme de courbes graphiques explicites et sont largement discutés. Le présent chapitre sera couronné par une conclusion synthétique qui viendra y rappeler les résultats les plus importants.

4.2 Simulation Numérique Bidimensionnelle

4.2.1 Présentation du cas étudié

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'une chaussée sous l'effet d'une charge unique statique. La chaussée considérée ici est une chaussée non revêtue qui peut accepter des déformations sous forme d'ornières qui peuvent atteindre 100 mm et plus. La chaussée se présente comme un bicouche composé d'un corps de chaussée, appelé aussi dans ce mémoire couche de base, en matériau sélectionné, reposant sur un sol de faible portance.

L'étude du comportement d'une chaussée qui peut être renforcée ou non par géogrilles, se présente comme étant un problème, de déformation plane, de détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle continue reposant sur un bicouche. Le problème sera formulé en grande déformation pour représenter les grandes profondeurs d'ornière qui peuvent se développer, et sont admissibles, sur les routes non revêtues. Dans notre présent cas le bicouche est constitué de :

- Une couche de base en grave propre ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb avec frottement et une règle d'écoulement, non associative ;
- Un sol de fondation ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr coulomb sans frottement ;
- Une géogrille de renforcement interposée entre le sol et la base. La géogrille est modélisée comme une structure élastique.

Le contact pneu-chaussée est supposé parfaitement rugueux. Le contact sol-géogrille et base-géogrille sont régis par une interface ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb.

L'impact de la roue représente la largeur de la semelle de fondation superficielle filante (en effet la déformation permanente de la chaussée sous forme d'une ornière permet de justifier l'hypothèse de déformation plane).

Etant donné la symétrie par rapport à l'axe vertical y , et en considérant une demi-largeur de fondation, $B = \frac{1}{2} a = 0.159$ m, les conditions aux frontières peuvent être présentées comme indiqué sur la figure 4.1. Le déplacement selon x sur l'axe de symétrie et sur la frontière limite, est fixé. Le déplacement est fixé dans les deux directions x et y à la base du sol support.

Le chargement du corps de chaussée est réalisé par déplacement imposé de la charge jusqu'à atteindre un déplacement final, appelé ornière, limité dans ce travail à $\delta = 0.8 B = 0.127$ m. On admet qu'au-delà de cette profondeur d'ornière la chaussée devient impraticable. Par conséquent la pression de fondation requise pour atteindre ce déplacement est considérée comme la pression ultime.

Les propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisés sont détaillées dans le paragraphe 4.2.6 ci-après.

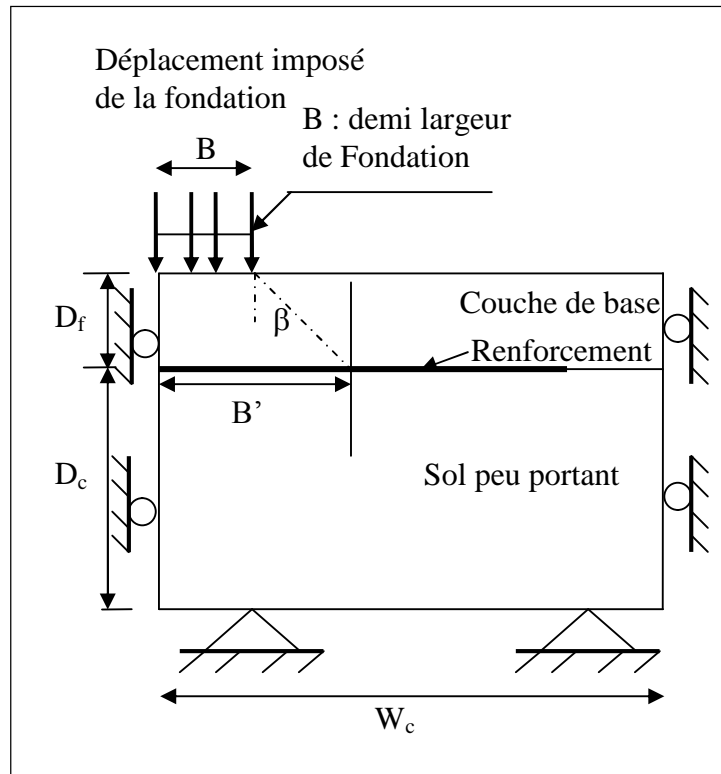


Figure 4.1 : Présentation du cas étudié : Chaussée bicouche.

4.2.2 Impact de la roue charge de calcul

Dans une route, les charges qui sont prises en compte dans le dimensionnement sont les charges transmises par les poids lourds, car l'effet des véhicules légers est très faible (le dommage d'un seul poids lourd représente environ le dommage provoqué par un million de véhicules légers). Les charges sont transmises par les essieux. Chaque essieu est composé de part et d'autre de deux roues jumelées. Mais la distance qui sépare les deux paires de roues jumelées est assez importante (environ 2 m) ce qui rend toute interférence d'efforts très négligeable. En fait, il y a lieu d'examiner l'effet de chaque paire de roues jumelées séparément. Aussi la distance qui sépare les deux roues jumelées est assez faible, ce qui

permet d'admettre qu'on peut assimiler les deux roues jumelées à une roue équivalente, déterminée par, son impact sur la chaussée et la pression de contact.

Dans les travaux antérieurs que nous avons cités dans la partie A consacrée à l'étude bibliographique, l'impact de la roue est généralement assimilé à un disque de rayon r . L'hypothèse d'un impact circulaire permet notamment d'engager des calculs qui mettent à profit l'axisymétrie. Mais dans notre cas, le logiciel FLAC ne permet pas d'utiliser l'axisymétrie pour les éléments de structure (on rappelle que la géogrille est modélisée par des éléments structurels). C'est pourquoi, et pour des raisons de pratique (maillage simplifié, etc.) nous assimilerons plutôt l'impact de la roue à une plaque carrée de côté a . Il reste maintenant à faire un choix sur la valeur de a (a étant le côté de l'impact de la roue assimilée à un carré), à prendre en compte dans ce travail de simulation. Nous considérons pour ce faire, la charge de roue stipulée par le code de la route algérien qui est de 65 KN et la pression de contact généralement admise dans les recommandations algériennes qui est de 660 kpa, la valeur de a que nous déduisons est de 31.8 cm, ce qui correspond à une pression de contact p_c très proche des recommandations algériennes, soit : $p_c = \frac{P}{a^2} = \frac{65}{(0.318)^2} = 642.8 \text{ kpa}$. En utilisant la symétrie longitudinale, on prendra en compte un demi côté $B = 1/2 a = 15.9 \text{ cm}$.

4.2.3 Analyse analytique

Nous avons présenté dans la partie A consacrée à la bibliographie les méthodes analytiques existantes. Nous rappelons ici la plus récente qui est la méthode de Giroud et Han (2004 a,b). Cette méthode suppose que toute la profondeur d'ornièrre est développée dans le sol de fondation et que la base se déplace comme un bloc. Cette hypothèse est, pour tous les cas pratiques, correcte, où les sols de fondation sont de faible résistance et l'épaisseur de couche de base est mince.

S'appuyant sur la théorie d'équilibre plastique, la capacité portante ultime q_{lim} pour les sols en cette condition est : $q_{lim} = (2 + \pi)c$ (pour une épaisseur de base nulle). Cependant les déformations plastiques localisées qui peuvent causer de quelque manière la rupture localisée commencent vers la limite élastique $q_{lim} = \pi c$ (pour une épaisseur de base nulle). Le mécanisme de rupture du sol argileux, supposé à 45° dans la zone plastique, est reproduit dans la figure 4.2.

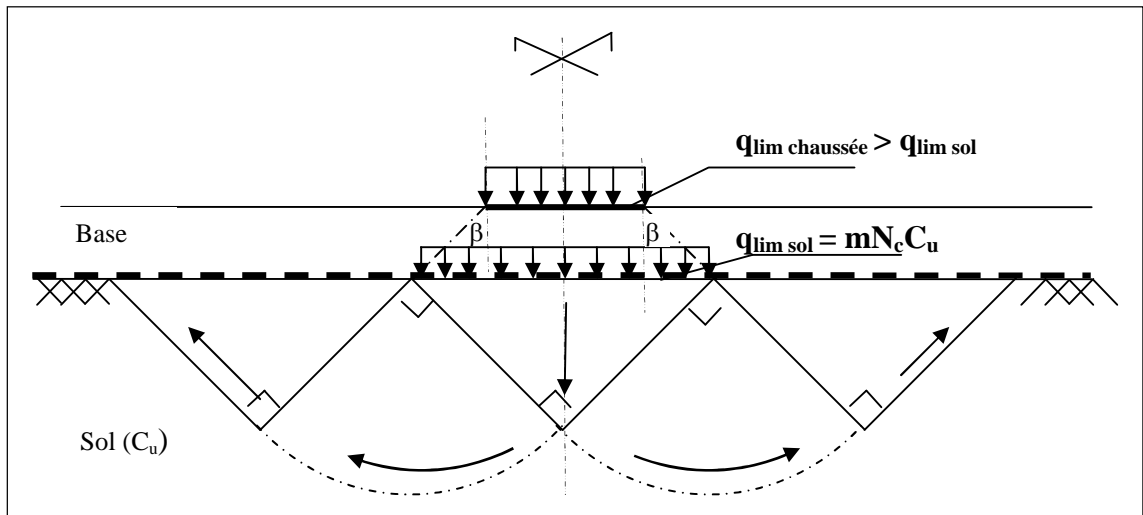


Figure 4.2 : Mécanisme de Rupture

Pour une épaisseur de base donnée, la pression limite sur le sol support est donnée par : $q_{lim\ sol} = mN_c C_u$. Où m représente pour les auteurs, le facteur de mobilisation de capacité portante. N_c est le facteur de capacité portante. C_u cohésion non drainée. Les auteurs prennent pour N_c les valeurs suivantes :

$N_c = 3.14$ (égal à la limite élastique) pour couche de base non renforcée ;

$N_c = 5.14$ (portance ultime) pour couche de base renforcée avec un géotextile ;

$N_c = 5.71$ (portance ultime avec contrainte de cisaillement centripète) pour couche de base renforcée avec une géogrille.

m est inversement proportionnel à l'épaisseur de couche de base, il est déterminé par une relation empirique (equ. 2.63). Cette dernière équ. donne $m = 1$ si $D_f = 0$, et $m < 1$ si $D_f > 0$.

La pression q à la surface de la couche de base est plus grande que celle sur le toit du sol de fondation. Elle est fonction de l'angle de distribution β . Cet angle, on le rappelle, n'a pas de signification physique et n'est pas mesurable. L'angle β dépend des caractéristiques mécaniques du sol, de la couche de base et du géosynthétique, ainsi que de l'épaisseur de la couche de base et du trafic. Il est déterminé par une équation empirique (equ. 2.62).

4.2.4 Modélisation avec Flac

L'analyse en déformation plane est élaborée en utilisant le logiciel Flac. Les conditions aux limites (frontières) sont présentées dans la figure 4.3. Le modèle est composé de $30 \times 25 = 750$ zones, comme montré sur la figure 4.4.

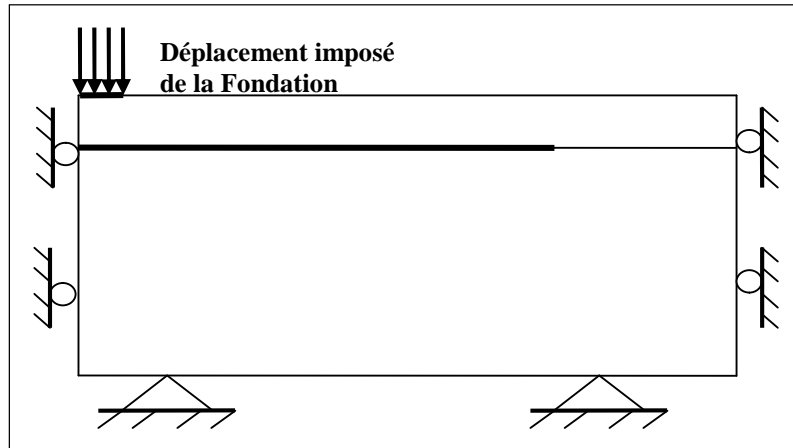


Figure 4.3 : Conditions aux frontières

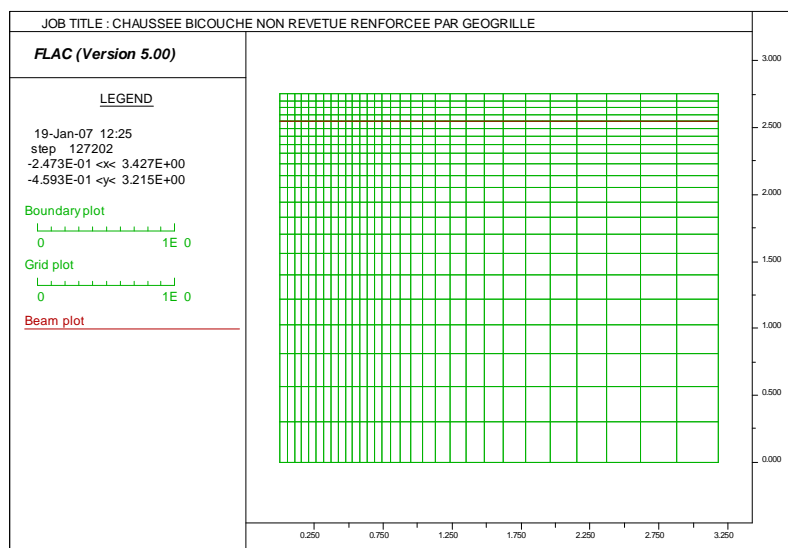


Figure 4.4 : Géométrie du Maillage

Pour aboutir à une ornière (déplacement) finale de $\delta=0.8B=0.8 \times 0.159=0.127$ m, un déplacement vertical descendant est imposé aux 4 points (gridpoints) représentant la semelle, selon une vitesse de déplacement constante égale à $-2.5 \cdot 10^{-6}$ m/pas pour le cas de chaussée non renforcée et une vitesse de $-1 \cdot 10^{-6}$ m/pas pour une chaussée renforcée.

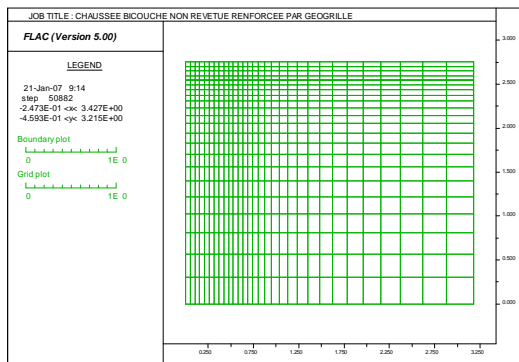
Le contact roue-chaussée est supposé rugueux et, il est simulé en fixant les déplacements horizontaux (selon x) des points représentant la semelle.

La géogrille est modélisée comme un élément structural poutre, défini par Flac. La poutre considérée a, une inertie nulle, pour caractériser l'effet membranaire de la géogrille. La poutre est représentée ici par 31 segments correspondant à 32 nœuds. Les caractéristiques de la poutre et des interfaces sont détaillées dans le paragraphe 4.2.6 ci-après.

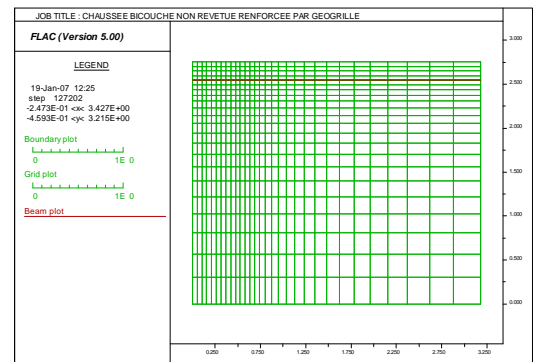
4.2.5 Résultats des Simulations et Analyse en petite et grande déformation

Les résultats de l'analyse numérique avec Flac, sont présentés sur les figures 4.5 à 4.15. Ces figures concernent aussi bien les chaussées renforcées que les chaussées non renforcées. Il a été pris en compte les deux cas d'analyse, grande et petite déformation. Il en résulte les remarques suivantes :

- Le comportement reflété par l'analyse numérique est adéquat avec l'approche théorique schématisée sur la figure 4.2 ;
- Le renforcement permet de mobiliser une masse plus importante et plus profonde du sol de fondation (voir figures 4.7 à 4.12) ;
- Les simulations en grandes déformations montrent que la mobilisation du sol est plus importante et plus profonde qu'en petites déformations (voir figures 4.7 à 4.12).

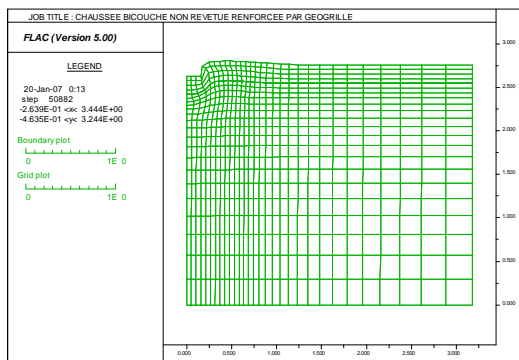


(a)

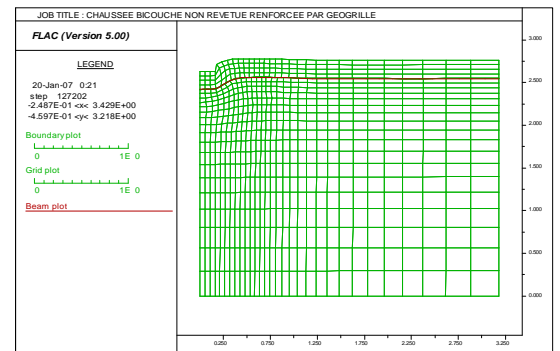


(b)

Figure 4.5 : Maillage en petite déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée

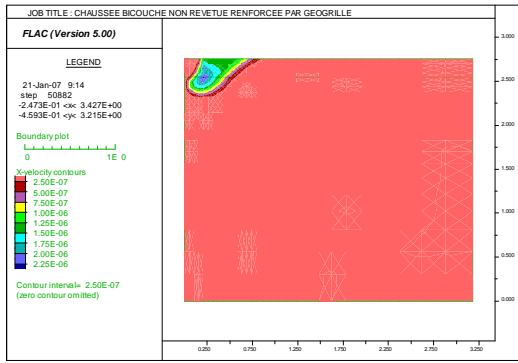


(a)

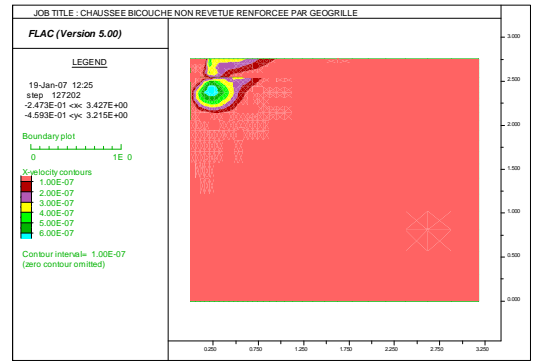


(b)

Figure 4.6 : Maillage déformé en grande déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.

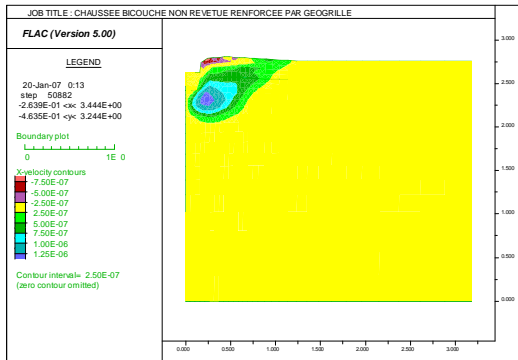


(a)

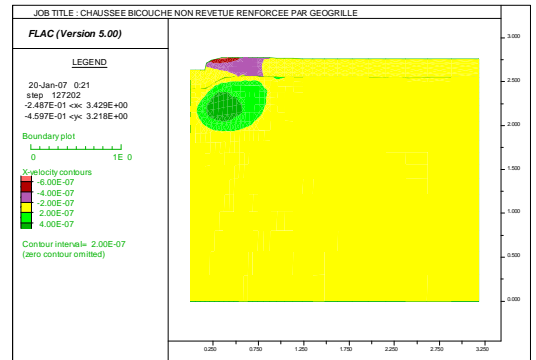


(b)

Figure 4.7 : Contours des vitesses de déplacement selon x en petite déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.

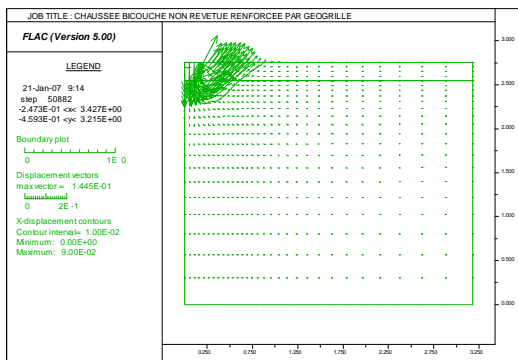


(a)

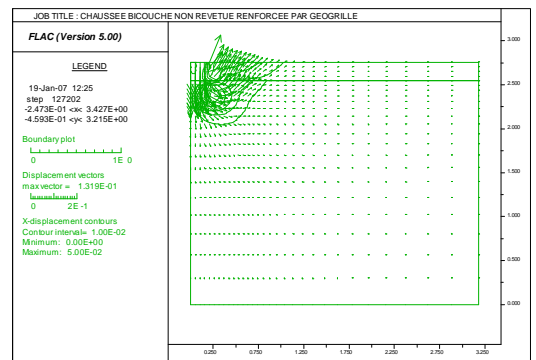


(b)

Figure 4.8 : Contours des vitesses de déplacement selon x, en grande déformation, pour un ornierage de 0,8 B : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.

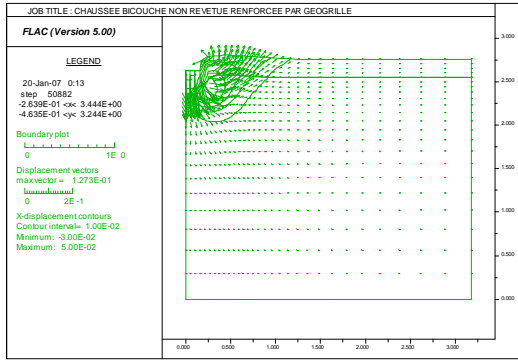


(a)

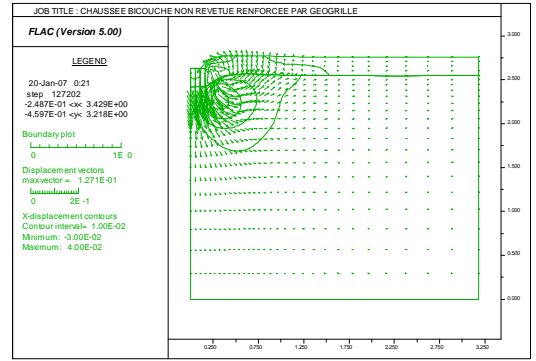


(b)

Figure 4.9 : Forme des déplacements selon x, à la charge de rupture, en petite déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.

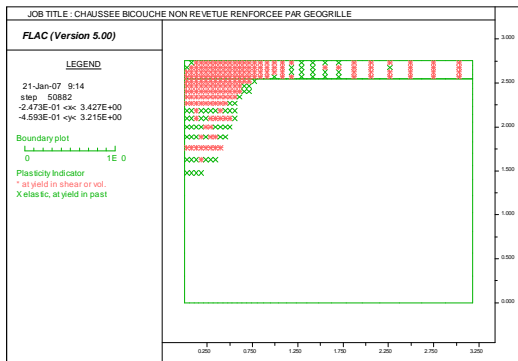


(a)

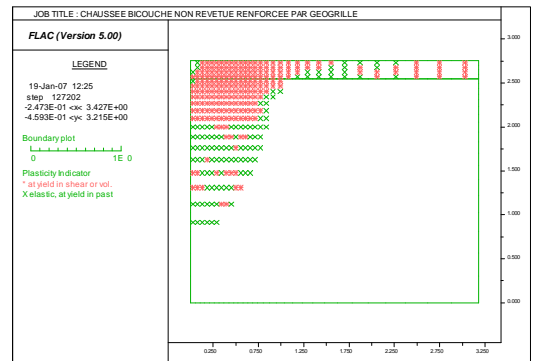


(b)

Figure 4.10 : Forme des déplacements selon x, pour un ornierage de 0,8 B , en grande déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.

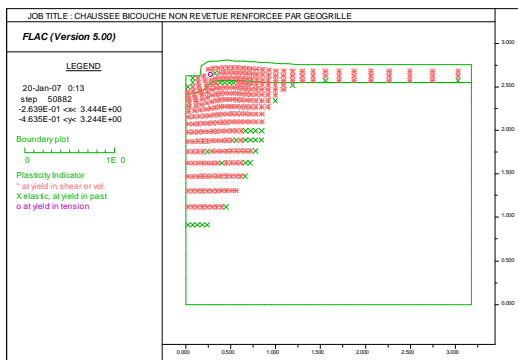


(a)

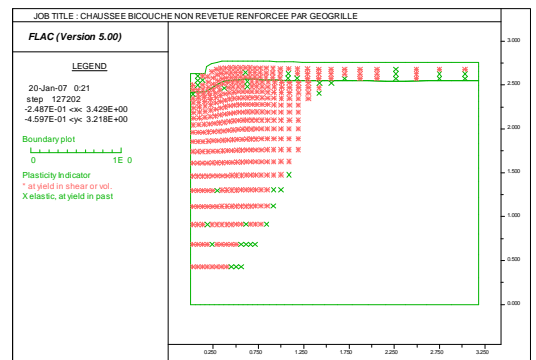


(b)

Figure 4.11 : Indicateurs d'état de plasticité, à la charge de rupture, en petite déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.



(a)



(b)

Figure 4.12 : Indicateurs d'état de plasticité, pour un ornierage de 0,8 B , en grande déformation : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.

4.2.5.1 Réponse Charge – Déplacement

On présente sur la figure 4.13 les résultats des simulations charge-déplacement des 4 cas possibles, chaussée non renforcée en petite déformation, non renforcée en grande déformation, renforcée en petite déformation et, renforcée en grande déformation. La figure montre que le comportement charge-déplacement pendant le chargement initial élastique qui va jusqu'à un déplacement de 0.06B (ici, une déflexion d'environ 1 cm), est identique pour les 4 cas. Ce n'est qu'au début du comportement plastique que les courbes commencent à diverger. On peut conclure que la présence du renforcement n'a aucune influence significative sur le comportement d'un bicouche dans un système élastique. Mais le renforcement joue un meilleur rôle quand le système est sujet à des déformations plastiques.

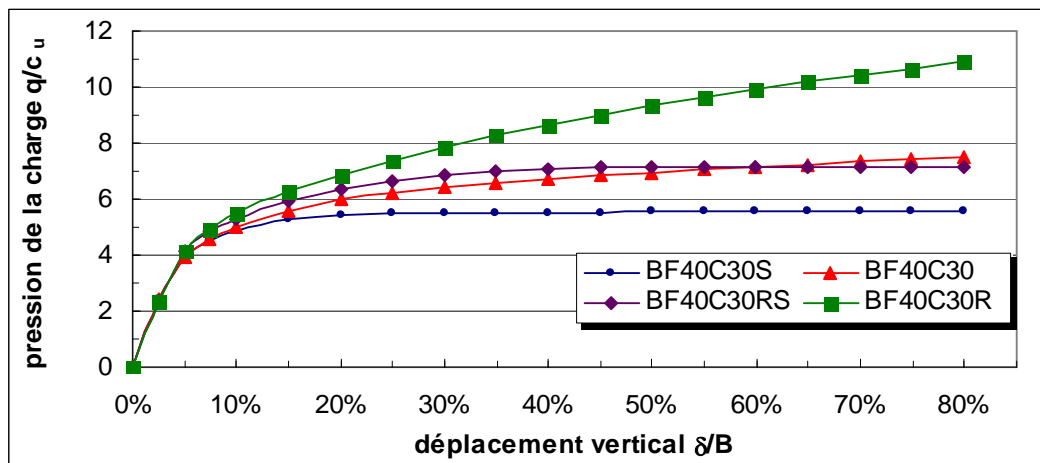


Figure 4.13 : Pression-Déplacement : BF40C30S Chaussée non renforcée petites déformations ; BF40C30RS: renforcée petites déformations ; BF40C30 : non renforcée grandes déformations ; BF40C30R: renforcée grandes déformations.

En comparaison avec des travaux d'éléments finis antérieurs similaires, Burd et Houlsby (1986) ont constaté que la réponse de la fondation ne commençait à s'améliorer qu'à partir d'un enfoncement de 4 mm. De même Burd et Brocklehurst (1990) dans le prolongement du travail de Burd et Houlsby et, utilisant une fondation plus large et sans éléments d'interface entre le géosynthétique et la base et le sol, constatent que l'amélioration de la réponse de la fondation n'a lieu qu'à partir d'un enfoncement de 12 mm. Burd et Brocklehurst (1990) ont ensuite introduit l'extension de ce modèle pour inclure des éléments d'interface, l'enfoncement nécessaire pour arriver à l'amélioration de la réponse de la fondation était de 25 mm (10% de $B=250$ mm).

En ce qui concerne l'amélioration dans la capacité portante de la structure, apportée par le renforcement, elle est selon les résultats que nous avons obtenus des simulations avec Flac, de

29% pour l'analyse en petite déformation, simulations BF40C30S et BF40C30RS. L'analyse en grande déformation équivalente, simulations BF40C30 et BF40C30R, montre une amélioration de 46% dans la capacité portante. Ceci montre que le renforcement a un effet meilleur sur l'amélioration de la capacité portante d'un bicouche en large déplacement. Ces derniers résultats vont être comparés dans la suite de ce mémoire à des travaux antérieurs.

4.2.5.2 Contraintes agissant sur l'interface sol-base Interprétation de la diffusion de charge

Dans le but d'analyser en détail les mécanismes de renforcement, il est nécessaire d'examiner les contraintes normales et de cisaillement agissant sur l'interface sol-base pour les deux cas d'analyse en petite et grande déformation (figures 4.14 et 4.15).

Contraintes tangentielles sur une chaussée non renforcée

Les contraintes de cisaillement sur une chaussée non renforcée, montrées sur la figure 4.14 (b), sont faibles sous la semelle dans les 2 cas (petite et grande déformation). Vers la distance $x = 1.2 B$ de l'axe de la charge, la contrainte maximale $\tau = 1.c_u$ de cisaillement centrifuge est atteinte. Au delà de cette distance les contraintes diminuent en grandeur mais, on peut remarquer que les contraintes sont plus faibles pour le cas grandes déformations.

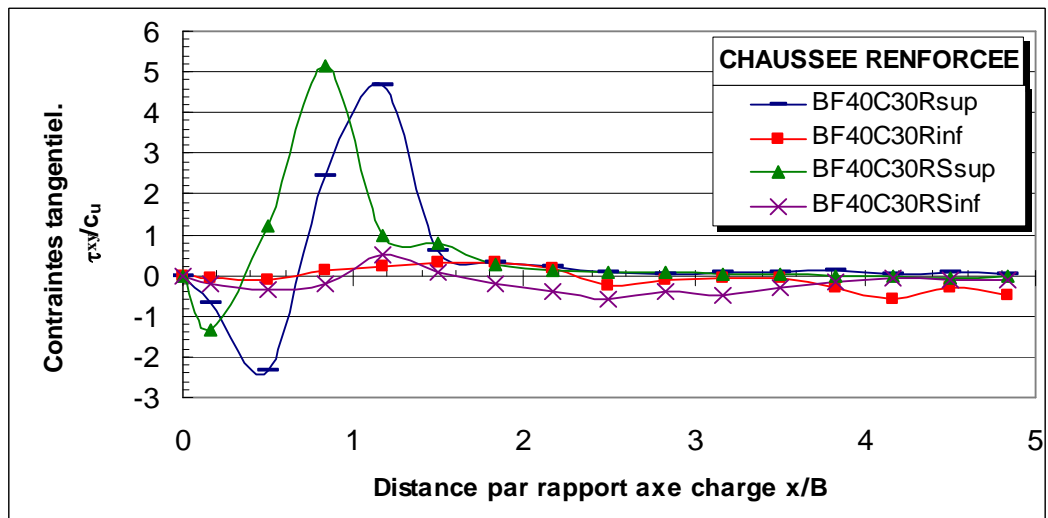
Contraintes tangentielles sur une chaussée renforcée sur la Face supérieure de la géogrid

La figure 4.14 (a), simulations BF40C30Rsup et BF40C30RSsup, montre que les contraintes tangentielles sont d'abord négatives, centripètes sous la semelle et de valeurs égales à $-2.3 c_u$ et $-1.3 c_u$, puis deviennent centrifuges au-delà d'une distance égale à $0.7 B$ et $0.4 B$, atteignant un maximum de $4.7 c_u$ et $5.1 c_u$ à la distance $1.2 B$ et $0.8 B$. Et ce, respectivement pour les grandes et petites déformations. On peut remarquer que la présence de la géogrid provoque l'augmentation des contraintes tangentielles sur la face supérieure de la géogrid. Burd et Brocklehurst (1990) ont expliqué ce résultat par l'effet de confinement latéral fourni par le géosynthétique.

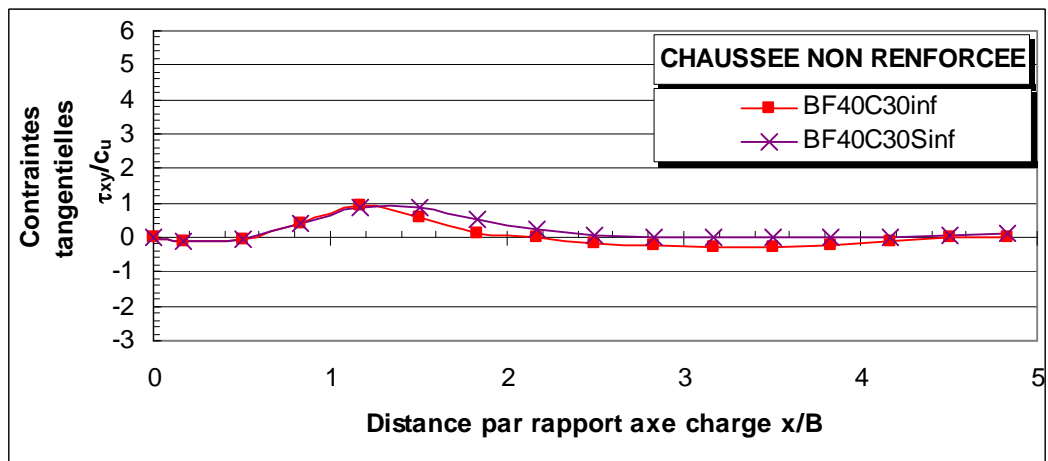
Contraintes tangentielles sur une chaussée renforcée sur la Face inférieure de la géogrid

La figure 4.14 (a), simulations BF40C30Rinf et BF40C30RSinf, montre l'effet ou le **mécanisme du renforcement**. Les contraintes tangentielles qui avaient atteint un maximum

de $1. c_u$ pour les chaussées non renforcées sont réduites par le renforcement à un maximum de $0.4 c_u$. On peut remarquer aussi que les contraintes centripètes sont plus faibles pour le cas grandes déformations.



(a)



(b)

Figure 4.14 : Contraintes tangentielles agissant sur l’interface d’une chaussée : (a) renforcée ; (b) non renforcée ; sup = zones au dessus géogridde ; inf = zones au dessous géogridde.

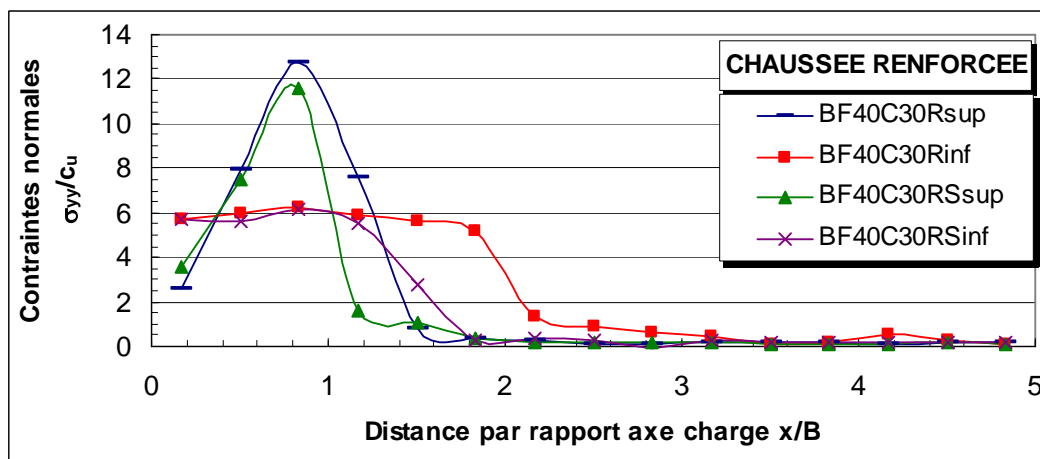
Contraintes normales sur une chaussée non renforcée

Les contraintes verticales sur une chaussée non renforcée sont montrées sur la figure 4.15 (b). La contrainte verticale à l’axe est de $5.7 c_u$ et $5.6 c_u$ respectivement pour les grandes et petites déformations, puis il y a une décroissance de cette contrainte jusqu’à atteindre la contrainte constante relative à l’effet unique du poids propre. On peut remarquer que les contraintes à l’axe sont de 7% supérieures à la pression limite théorique de la fondation filante ancrée d’une

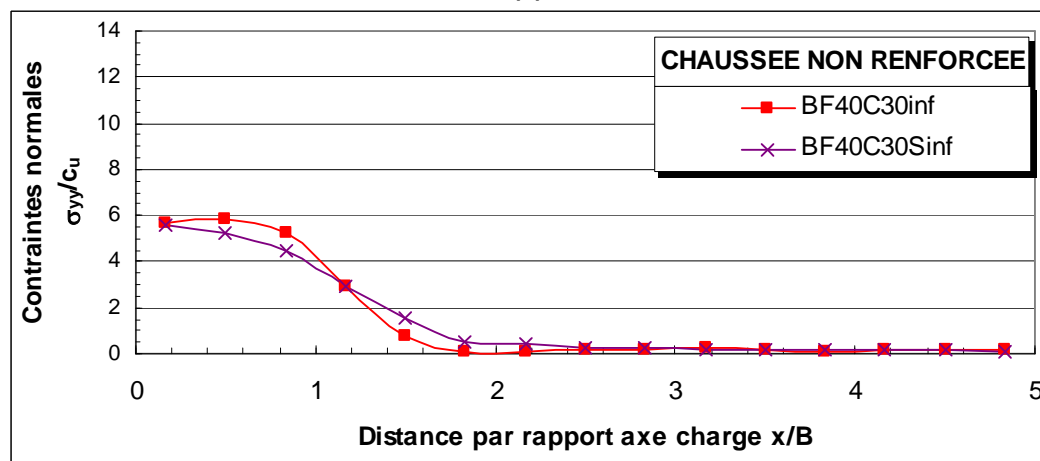
profondeur égale à l'épaisseur de la couche de base, $\sigma_{lim} = 5.14c_u + \gamma h = 5.31c_u$. Le détail de γh avec les hypothèses sur les propriétés des matériaux mentionnées ci-après (§ 4.2.6) est : $(2200*0.212+1900*0.05/2)*9.81/30000 = 0.168 c_u$

On peut déterminer l'angle β de distribution des contraintes normales. Pour ce faire, on considère la largeur B' sur le sol de fondation qui reçoit 95 à 98% de la charge totale, poids propre non pris en compte (la fourchette 95 – 98% vient du fait qu'il faut considérer un nombre entier de zones concernées). Dans le présent cas l'estimation numérique de l'angle β est de 27° et 37° respectivement pour les grandes et petites déformations.

La contrainte moyenne normale sur la largeur B' du sol de fondation peut alors être calculée. Elle est dans ce cas (poids propre compris) de $3.7 c_u$ et $3.1 c_u$ respectivement pour les grandes et petites déformations. On remarque que ces valeurs correspondent à respectivement 70% et 58% de la capacité portante de la fondation qui est égale ici à $5.31 c_u$.



(a)



(b)

Figure 4.15 : Contraintes normales agissant sur l'interface d'une chaussée : (a) renforcée ; (b) non renforcée ; sup = zones au dessus géogridde ; inf = zones au dessous géogridde ; R = grandes déformations ; RS = petites déformations.

Contraintes normales sur une chaussée renforcée sur la Face supérieure de la géogrid

Les contraintes normales (figure 4.15 (a), simulations BF40C30Rsup et BF40C30RSsup) sont importantes et atteignent un pic de $12.8 c_u$ et $11.6 c_u$ respectivement pour les grandes et petites déformations. On peut remarquer que la présence de la géogrid provoque l'augmentation des contraintes normales sur la face supérieure de la géogrid.

Contraintes normales sur une chaussée renforcée sur la Face inférieure de la géogrid

Les contraintes normales sous la géogrid sont plus faibles et mieux réparties, comparativement avec la face supérieure. A l'axe, la contrainte normale est de $5.7 c_u$. L'angle de distribution est $\beta=51^\circ$ et 27° , la contrainte normale moyenne est estimée à 4.3 et $4.7 c_u$, respectivement pour les grandes et petites déformations. On peut remarquer que la contrainte à l'axe est équivalente à celle trouvée pour le cas sans renforcement mais, l'angle de distribution a été amélioré pour les grandes déformations car il passe de 37° sans renforcement à 51° avec renforcement. Par contre cet angle a subi une régression pour les petites déformations (de 37° il chute à 27°). Les contraintes moyennes ont été améliorées, elles passent de 3.7 et $3.1 c_u$ à 4.3 et $4.7 c_u$, respectivement pour les grandes et petites déformations.

Cette dernière remarque achève l'étude des mécanismes de renforcement pour la variante centrale. Dans la suite nous allons entamer une étude paramétrique pour étudier l'influence des propriétés des matériaux, base, sol, géogrid sur ces mécanismes.

4.2.6 Propriétés des matériaux de l'Etude Paramétrique

L'étude paramétrique permet d'étudier l'influence des paramètres essentiels qui sont, l'épaisseur de couche de base, la résistance du sol support caractérisée par la cohésion non drainée c_u , la raideur et la longueur d'ancrage de la géogrille, sur les mécanismes de renforcement. Autrement dit, l'influence de la variation de ces paramètres sur la réponse pression-déplacement, sur les contraintes tangentielles et normales au niveau de l'interface et sur les tensions des renforcements. Les propriétés adoptées dans cette étude sont comme suit :

Roue ou semelle de fondation :

- Contact parfaitement rugueux ;
- $B = 0.159$ m demi-largeur de semelle ou demi-côté dans le cas 3D ;
- $\delta = 0.8 B = 0.127$ m profondeur d'ornière ;

Propriétés physiques et mécaniques du sol de fondation :

- $E = 10$ Mpa Module d'élasticité du sol correspondant à un CBR environ de 1 ;
- $\nu = 0.33$ Coefficient de Poisson ;
- $s = G = 3.759 \cdot 10^6$ pa module de cisaillement ;
- $b = K = 9.804 \cdot 10^6$ pa module volumique ;
- $d = 1900$ kg/m³ poids volumique ;
- $\varphi_u = 0$ angle de frottement ;
- $C_u = 30$ kpa (correspondant à un sol de CBR environ de 1) pour la variante centrale ;
- $C_u = 15$ kpa ; 60 kpa (pour les variantes de l'étude paramétrique) ;
- $D_c = 2.544$ m $\sim 16 B$ profondeur du sol support ;
- $W_c = 3.18$ m $\sim 20 B$ largeur du sol support.

Propriétés physiques et mécaniques de la couche de base :

- $E = 50$ Mpa Module d'élasticité de la couche de base (ici $E_{base} = 5 \times E_{sol}$) ;
- $\nu = 0.25$ Coefficient de Poisson ;
- $b = K = 3.333 \cdot 10^7$ pa Module de cisaillement ;
- $s = G = 2.0 \cdot 10^7$ pa Module volumique ;
- $d = 2200$ kg/m³ poids volumique ;
- $\varphi = 40^\circ$ angle de frottement pour la variante centrale ;
- $C = 0$ cohésion nulle

- $\varphi = 35^\circ, 45^\circ, 50^\circ$ (pour les variantes de l'étude paramétrique) ;
- $\psi = 20^\circ$ dilatance ;
- $D_f = 0.212$ m épaisseur de la couche de base de la variante centrale ;
- $D_f = 0.106, 0.318, 0.424, 0.583$ m pour les variantes de l'étude paramétrique.

Propriétés du Renforcement (géogrille) :

La géogrille utilisée dans cette étude est le BX1200 de Tensar

- $E_{MD} = 7.8 \cdot 10^7$ pa Module d'élasticité sens machine ;
- $E_{XMD} = 1.3 \cdot 10^8$ pa Module d'élasticité sens travers ;
- $E_{Moyen} = 1.04 \cdot 10^8$ pa ($E_{Moyen} = [E_{MD} + E_{XMD}] / 2$) Module d'élasticité moyen ;
- t épaisseur de la géogrille: 3 mm ;
- I : inertie nulle ;

Les modules pris en compte dans les calculs sont comme suit :

- En 2 D : $E = 1.3 \cdot 10^8 \cdot x1 / (1 - \nu^2) = 1.46 \cdot 10^8$ pa ($\nu = 0.33$) ;
- En 3 D isotrope : $E_{moyen} = 1.04 \cdot 10^8$ pa ; $\nu = 0.33$;
- En 3 D orthotrope : $E_{xx} = 1.3 \cdot 10^8$ pa ; $E_{yy} = 0.78 \cdot 10^8$ pa.

Les autres constantes mécaniques relatives au 3D orthotrope peuvent être calculées.

Par raison de symétrie, $\frac{\nu_{xy}}{\nu_{yx}} = \frac{E_{yy}}{E_{xx}} = 0.6$; G_{xy} est donné par : $G_{xy} = \frac{E_x E_y}{E_x (1 + 2\nu_{xy}) + E_y}$

selon Lekhnitskii (1981). Pour le cas de cette géogrille, $\nu_{xy} = 0.2$ et $\nu_{yx} = 0.33$

$G_{xy} = \frac{E_{xx} E_{yy}}{E_{xx} (1 + 2\nu_{xy}) + E_{yy}} = 0.39 \cdot 10^8$ pa . Aussi, Flac 3D exige les constantes suivantes :

$$\begin{aligned} \bar{e}_{11} &= E_{xx} / (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) = 1.393 \cdot 10^8 \text{ pa} ; \\ \bar{e}_{12} &= \nu_{xy} \cdot E_{yy} / (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) = 0.279 \cdot 10^8 \text{ pa} ; \\ \bar{e}_{22} &= E_{yy} / (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) = 0.836 \cdot 10^8 \text{ pa} ; \\ \bar{e}_{33} &= E_{xx} E_{yy} / (E_{xx} (1 + 2\nu_{xy}) + E_{yy}) = 0.39 \cdot 10^8 \text{ pa}. \end{aligned}$$

Propriétés de l'interface en 2 D :

En FLAC 2D l'interface de type résistance au cisaillement Coulomb, est caractérisé par, les raideurs de l'interface, l'angle de frottement et la cohésion selon la surface de l'interface. Les raideurs normales et de cisaillement de l'interface k_n et k_s recommandées par FLAC sont

données par $k_n = k_s \approx 10 * \max \left[\frac{K + 4/3G}{\Delta Z_{\min}} \right]$. En utilisant cette recommandation, on a : Pour le

côté sol/interface $\sim 2.79 \cdot 10^9 \text{ N/m}^3$ et pour le côté base/interface $\sim 1.13 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^3$.

Les valeurs prises en compte dans le cadre de cette étude découlent de cette recommandation et sont comme suit : $k_n = k_s = 5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^3$; $C = 0$; $\varphi = 35^\circ$.

Propriétés de l'interface en 3 D :

La géogridde est un élément structurel qui est défini par Flac 3D par les caractéristiques suivantes :

- l'angle de frottement du ressort couplé (coupling spring friction cs_sfric) φ ;
- la cohésion du ressort couplée (coupling spring cohesion cs_scoh) c ;
- la raideur couplée du ressort (coupling spring stiffness cs_sk) k .

Ces trois caractéristiques dépendent du type de géogridde et du matériau dans lequel la géogridde est imbriquée.

Pour le cas de notre étude nous travaillons avec un corps de chaussée constitué d'une grave qui a un angle de frottement de 40° pour la variante centrale et 35 à 50° pour les variantes de l'étude paramétrique et une cohésion nulle. Pour déterminer la raideur à employer nous pouvons exploiter les résultats des expériences d'ancrage (pull out) réalisées sur la géogridde BX1200 ancrée dans un sable ayant un angle de frottement de 38° , et rapportées par Tenax (GRID TE 5). Dans cette expérience, la force nécessaire exercée sur une surface de 0.585 m^2 pour avoir un déplacement relatif $u = 22 \text{ mm}$ est de 15 KN . La contrainte de cisaillement est donc de, $\tau = 15/0.585 = 25.64 \text{ KN/m}^2$. Ainsi la raideur k , $k = \tau/u$, est égale à $k = 25.64 \cdot 10^3 / 22 \cdot 10^{-3} = 1.16 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$.

Les valeurs de c et φ sont déterminées du graphe $\tau_{\max} = c + \sigma_m \tan \varphi$, où τ_{\max} représente la contrainte de traction maximale et σ_m la contrainte de confinement. Dans l'expérience citée ci-dessus, la cohésion est nulle, et les contraintes de cisaillement maximales pour des contraintes de confinement de 30 et 10 kpa sont respectivement de 37 et 13 kpa . D'où :

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{37 - 13}{30 - 10} \right) = 50^\circ, 2. \text{ Cet angle, comme on peut le remarquer, est très important. Dans}$$

la suite, les simulations en 3 D seront faites en maintenant le même angle de frottement pris en compte en 2 D qui est de 35° . Ainsi les paramètres de l'interface en 3 D seront les suivants :

- Raideur couplée $k = 1.16 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$;
- Angle de frottement couplé $\varphi = 35^\circ$;

- Cohésion couplée $c = 0$.

Longueurs d'ancrage de la géogridde :

- $L = 3.18$ m (variante centrale) ;
- $L = 4B, 2.833B, 2.167B, 1.667B, 0.94B$ (variantes de l'étude paramétrique), avec $B=0.159$ m, L sera comme suit : $L=0.636, 0.451, 0.345, 0.265, 0.15$ m.

Tableau 4.1 : Synthèse des propriétés des matériaux de l'étude paramétrique.

Variante	Epaisseur couche de base (m)	Angle F de Frottement de la couche de base	Cohésion C du sol support (kpa)	Renforcement R géogridde $\varphi=35^\circ, c=0, t=3\text{mm}$ E (N/m ²) k (N/m ³)
Variante Centrale	Var. centrale B $D_f = 1.33B = 0.212$	$F=40^\circ$	$C=30$	<u>En 2D</u> : $E=1.46 \cdot 10^8$ $k_s=k_n = 5 \cdot 10^9$ <u>En 3D isotrope</u> : $E=1.04 \cdot 10^8$ $\nu=0.33$ $k=1.16 \cdot 10^6$ <u>En 3D orthotrope</u> : $E_x=1.3 \cdot 10^8$ $E_y=7.8 \cdot 10^7$ $\nu_{xy}=0.2$ $\nu_{yx}=0.33$ $G_{xy}=0.39 \cdot 10^8$ $k=1.16 \cdot 10^6$
Variante de l'étude paramétrique	$A=0.66B=0.106$ $C=2B=0.318$ $D=2.66B=0.424$ $E=3.66B=0.583$	$F=35^\circ, 45^\circ, 50^\circ$	$C=15, 60$	<u>En 2D</u> : $E_{fort} = 1.46 \cdot 10^9$ ou $E_{faible} = 1.46 \cdot 10^7$ <u>En 3D isotrope</u> : $E_{fort} = 1.04 \cdot 10^9$ ou $E_{faible} = 1.04 \cdot 10^7$
<u>Ornière ou déformation finale</u> : $\delta = 0.8B = 0.8 \cdot 0.159 = 0.127\text{m}$				

Exemple d'identification des simulations entreprises dans cette étude :

BF40C30 : couche de base, variante centrale B, d'épaisseur $D_f = 1,33B = 0.212\text{m}$, d'angle de frottement $F=40^\circ$, reposant sur un sol de cohésion $c = 30\text{kpa}$ non renforcé.

BF40C30R : idem que BF40C30 mais renforcé par une géogridde interposée entre le sol et la couche de base.

BF40C303D, BF40C303DR : idem que ci-dessus mais en 3 D.

CF40C30 : idem que BF40C30 mais l'épaisseur de couche de base est $C = 0.318$ m.

4.2.7 Justification du Maillage et des paramètres de simulation

4.2.7.1 Dimensions du domaine de l'Etude

Pour conduire une étude paramétrique approfondie, il est indispensable en premier lieu d'établir une approche numérique appropriée. A savoir qu'il faut faire un choix judicieux du domaine de simulation, des frontières de simulations, étudier l'influence des paramètres essentiels de simulation qui sont, la densité de maillage, les frontières du maillage, la vitesse de déplacement imposé, les caractéristiques des interfaces, etc. On admet dans ce problème que la rupture par cisaillement intervient au niveau du sol de fondation. On admet aussi, pour construire un domaine d'étude que, la charge appliquée sur la surface est diffusée dans la chaussée sous un angle $\beta = 45^\circ$ (figure 4.16). Ce qui est adéquat avec les travaux de Poran (1985) qui a estimé, suite à des expériences de chargement et d'études en éléments finis que, l'angle de distribution est de l'ordre de 45° . Brocklehurst (1993) trouve grâce à un travail d'éléments finis que l'angle de distribution est de 40° .

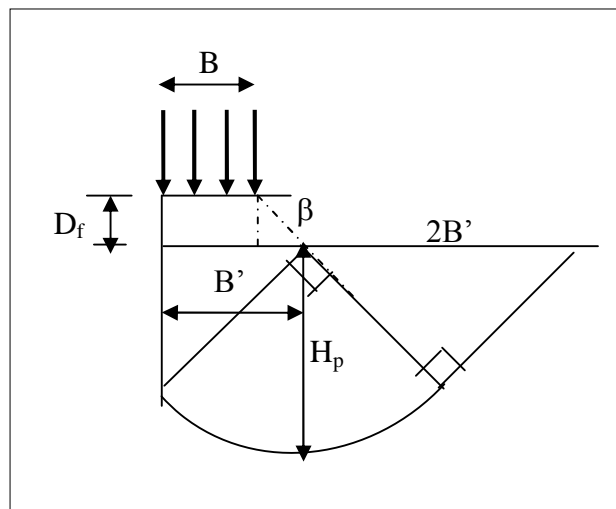


Figure 4.16 : Profondeur de la zone plastique.

La détermination du domaine de l'étude peut être faite comme suit : la figure 4.16 permet d'écrire : $B' = B + D_f \cdot \tan\beta = B + D_f$.

D'où la profondeur plastique $H_p = 1.414 B' = 1.414 (B + D_f)$

Les dimensions minimales du maillage sont donc de :

Hauteur : $D_f + H_p = D_f + 1.414 (B + D_f) = 1.414 B + 2.414 D_f$

Longueur : $3B' = 3 (B + D_f)$

Pour la variante centrale B, $D_f = 1,33B = 0.212m$, la hauteur minimale du maillage sera de $4.63 B$ et la longueur de $7B$. Mais pour la variante E, $D_f = 3,667B = 0.583 m$, la hauteur minimale du maillage sera de $10.26 B$ et la longueur de $14B$.

Pour le besoin de la justification du maillage d'étude nous allons travailler dans les premières simulations avec un maillage de $12 B \times 10 B$ qui convient bien à la variante centrale.

4.2.7.2 Justification du maillage

Pour aboutir à la densité de maillage optimale, nous en avons testé plusieurs séries. La première série concerne 3 maillages différents, respectivement de 304, 858 et 1170 zones.

Le premier maillage appelé N1 est construit sur le principe de 3 zones sous la semelle. Les dimensions des zones sont variables et décroissantes dans le sens du bord de la semelle. Les maillages suivants sont plus raffinés que le premier. N2 est à 7 zones sous la semelle et N3 à 9 zones (figure 4.17).

Nous imposons un déplacement vertical sur la semelle de largeur $B = 0.159$ jusqu'à atteindre un déplacement final $\delta = 0.8 B$. Le tableau 4.2 présente un état comparatif des 3 maillages à la fin de la simulation :

Tableau 4.2 : Synthèse des simulations sur les 3 maillages primitifs

Densité des maillages	N1	N2	N3	Observations
Nombre zones	304	858	1170	
Principe : Nombre zones sous semelle	3	7	9	
Désignation des variantes	Pression limite q_u / c_u			Différences relatives
Milieu homogène purement cohérent	5.19	5.23	5.23	< 0.8%
Non Renforcé petites déformations	5.64	5.68	5.72	< 1.5%
Renforcé petites déformations	7.08	7.00	6.97	<1.6%
Non Renforcé grandes déformations	7.68	NA*	NA	-
Renforcé grandes déformations	11.47	NA	NA	-

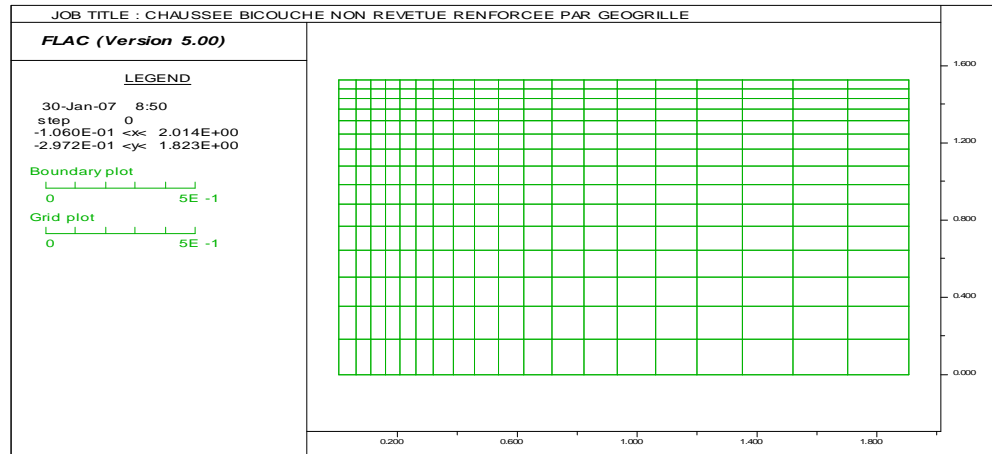
* NA : Déplacement escompté $\delta = 0.8 B$ non atteint suite instabilité numérique.

Discussions :

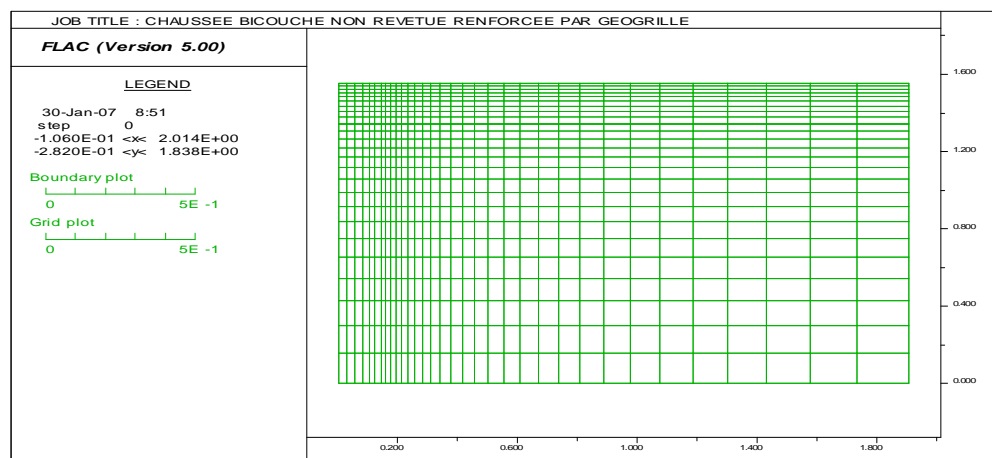
La première variante « milieu purement cohérent » donne $N_c = 5.19$ à 5.23 qui est légèrement supérieur à $5.14 (+ 2\%)$, ceci montre que les maillages adoptés et les schémas de calcul sont acceptables. Les variantes à petites déformations montrent que les pressions limites ne diffèrent que de 0.8 à 1.5% pour les 3 différents maillages, ce qui implique que le problème posé est insensible à la densité de maillage. Par ailleurs, les calculs en grandes déformations n'ont pas abouti à la fin du déplacement escompté, sauf pour le premier maillage. Ceci est dû

à une instabilité, caractéristique des problèmes à grands déplacements. En effet le code Flac est programmé de sorte que, quand une zone est distordue sévèrement et qu'elle perd sa configuration quadrilatère au profit d'une configuration triangulaire par suite de la distorsion, le code signale une erreur et s'arrête.

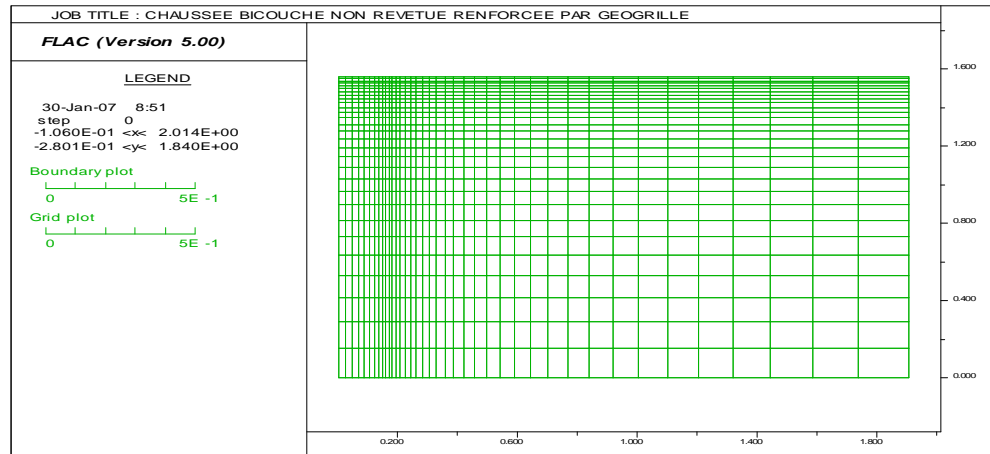
Pour arriver à une solution à ce problème d'instabilité nous allons, par la suite, essayer de contourner cette difficulté en adoptant un maillage ayant des zones moins minces que les maillages primitifs ci-dessus. Ceci dans un souci d'éviter les distorsions sévères aboutissant à l'instabilité numérique. Notre attention est naturellement portée sur des maillages à zonage relativement moins minces que les précédents. La deuxième série de maillage qui sera étudiée dans la suite, sera constituée d'un maillage régulier de forme carrée dans les zones situées sous la semelle.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.17 : Maillages primitifs : (a) N1 ; (b) N2 ; (c) N3.

Etude avec un maillage régulier :

L'étude comprend 5 cas différents, M1 à M5 respectivement de 450, 713, 925, 1134 et 1972 zones. Le maillage adopté est régulier et constant sur une distance de $4B$ (12 zones) et, sur la profondeur de la couche de base, et variable en croissance pour le reste.

Le maillage appelé M1 est construit sur le principe de 3 zones sous la semelle. Les maillages suivants sont plus raffinés que le premier. M2 est à 4 zones sous la semelle, M3 à 5 zones, M4 à 6 zones et M5 à 9 zones (figure 4.18). Nous imposons un déplacement vertical sur la semelle de largeur $B=0.159$ jusqu'à atteindre un déplacement final $\delta = 0.8 B$. Le tableau 4.3 présente un état comparatif des 5 maillages à la fin de la simulation :

Tableau 4.3 : Synthèse des simulations sur un maillage régulier

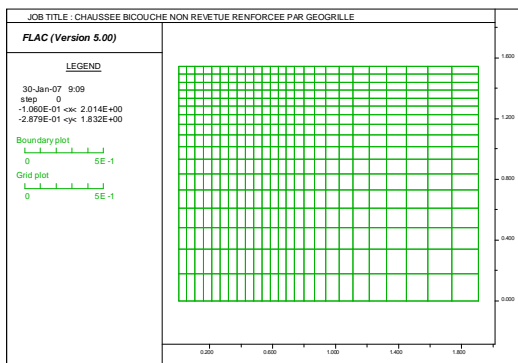
Densité du maillage	M1	M2	M3	M4	M5	Observations
Nombre zones	450	713	925	1134	1972	
Principe: Nombre zones sous la semelle	3	4	5	6	9	
Désignation des variantes	Pression limite q_u/c_u					Différences
Milieu homogène purement cohérent	5.146	5.149	5.170	5.183	5.184	< 0.8%
Non Renforcé petites déformations	5.56	5.54	5.52	5.50	5.47	< 1.7%
Renforcé petites déformations	7.15	6.93	6.81	6.80	6.90	<5.0%
Non Renforcé grandes déformations	7.62	7.64	7.72	7.76	7.81	<2.5%
Renforcé grandes déformations	11.19	11.16	11.36	11.35	NA*	<1.8%

* NA : Déplacement escompté $\delta = 0.8 B$ non atteint suite instabilité numérique.

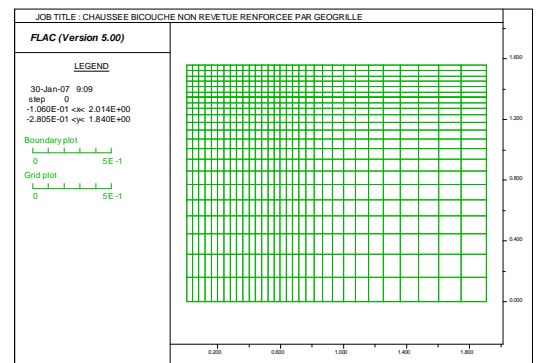
Discussions :

La première variante « milieu purement cohérent » donne $N_c = 5.146$ à 5.184 qui est très proche de 5.14, ceci montre que les maillages adoptés et les schémas de calcul sont

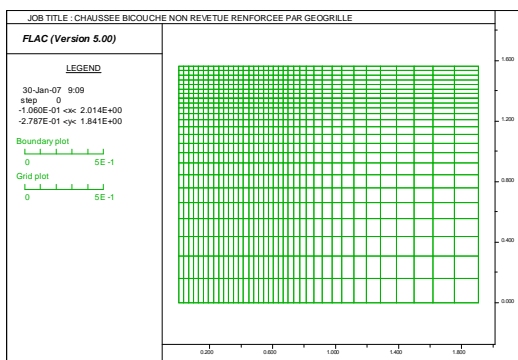
acceptables. Les variantes à petites déformations sans renforcement montrent que les pressions limites ne diffèrent que de 0.8 à 1.7%, et de 5% avec renforcement. Les calculs en grandes déformations pour les maillages M1 à M4 montrent que les pressions limites diffèrent de 2.5%. Le maillage M5 relativement plus raffiné, ne permet pas d'atteindre en grandes déformations avec renforcement, le déplacement ou ornière escomptée, et ce, pour des raisons d'instabilité numérique, comme mentionné ci-dessus. Toutefois, on peut dire que, les différences en pression limites, entre un maillage grossier M1 et un maillage dense M4 ou M5, ne sont pas importantes. Le problème posé est donc insensible à la densité de maillage. Par conséquent, le maillage simple à 3 zones sera retenu pour le reste de l'étude pour les raisons suivantes : l'erreur relative par rapport à un maillage dense est inférieure à 1.7% sans renforcement et inférieure à 5% avec renforcement, le coût de calcul est réduit, le risque d'instabilité numérique est le plus faible par rapport aux autres maillages.



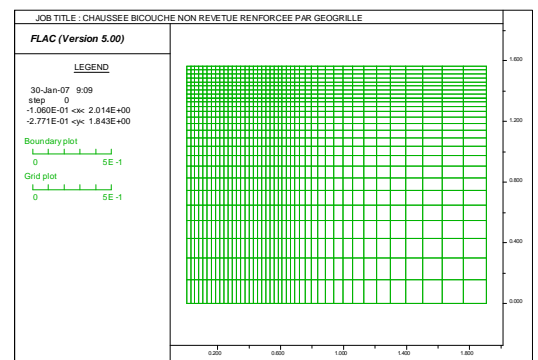
(a)



(b)



(c)



(d)

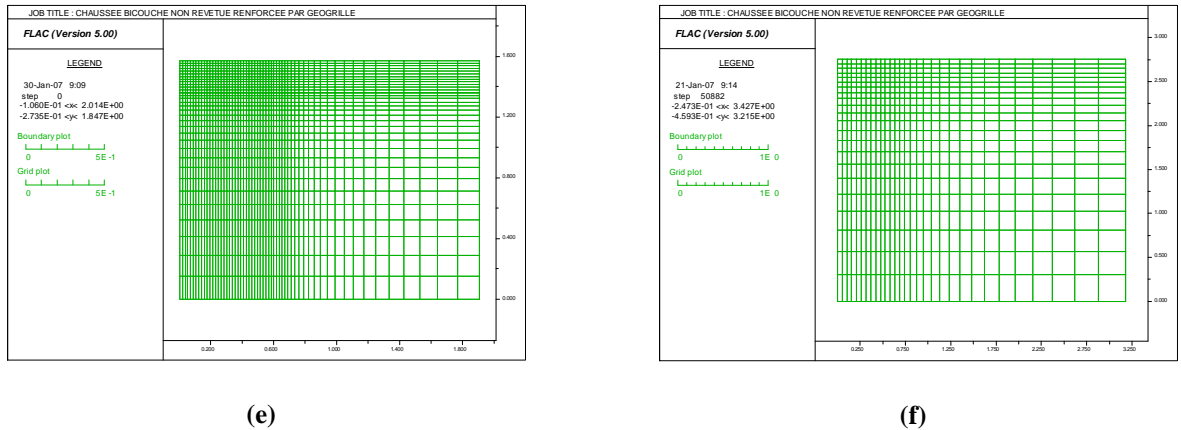


Figure 4.18 : Maillages réguliers : (a) M1 ; (b) M2 ; (c) M3 ; (d) M4 ; (e) M5 ; (f) M1 élargi.

4.2.7.3 Influence des frontières

Nous allons maintenant tester la sensibilité du problème à l'extension des frontières. Rappelons que nous avons jusqu'ici considéré un domaine égal à $W_c \times D_c = 12B \times 8.67B$. W_c étant la largeur du sol support et D_c sa profondeur. Le domaine d'étude sera maintenant élargi à $W_c \times D_c = 20B \times 16B$. Le maillage correspondant est appelé M1 élargi, car il est basé sur le maillage M1 mais à frontières plus éloignées. Le tableau 4.4 présente un état comparatif des résultats de simulation obtenus avec ce maillage élargi et le maillage M1 initial. Les différences relatives en pression limite sont limitées à 0.2% pour les petites déformations et, à 2.4% pour les grandes déformations. Le problème est par conséquent, insensible à l'extension des frontières. Mais nous maintenons dans la suite de cette étude paramétrique le dernier maillage M1 élargi, tel que, $W_c \times D_c = 20B \times 16B$ (voir figure 4.18 (f)).

Tableau 4.4 : Comparaison du maillage à frontières larges avec le maillage M1

Densité du maillage	M1	M1 élargi	Observations
Nombre zones	450	690	
Nombre zones sous semelle	3	3	
Désignation des variantes	Pression limite q_u/c_u		Différences
Milieu homogène purement cohérent	5.146	5.146	0 %
Non Renforcé petites déformations	5.56	5.56	0%
Renforcé petites déformations	7.15	7.16	<0.2%
Non Renforcé grandes déformations	7.62	7.51	<1.5%
Renforcé grandes déformations	11.19	10.93	<2.4%

4.2.7.4 Influence de la vitesse de déplacement imposé

Dans le but d'étudier si les vitesses de déplacement préconisées sont optimales nous avons fait l'exercice qui consiste à faire varier les vitesses en plus et en moins.

Mais l'étude de l'influence de la vitesse de déplacement se limite au cas des petites déformations du fait de l'instabilité numérique en grande déformation qui ne permet pas de faire ce type de manipulations. La synthèse des calculs faits est présentée sur le tableau 4.5. Ces résultats montrent que les vitesses de déplacements adoptées dans cette étude et qui sont de $-2.5e-6$ et $-1.e-6$ respectivement, sans et avec l'inclusion d'une géogrid, sont optimales.

Tableau 4.5 : Influence de la vitesse de déplacement imposé :
(a) cas sans renforcement ; (b) cas avec renforcement

(a)

Vitesse (m/cycle)	-1.e-5	-7.5e-6	-5.e-6	-2.5e-6	-1.25e-6	Différences
Nombre cycles	12800	16960	25440	50880	101760	
Pression limite q_u/c_u Sans Renforcement, petite déformation	5.71	5.67	5.60	5.56	5.51	< 3.7%

(b)

Vitesse (m/cycle)	-4.e-6	-3.e-6.	-2.e-6	-1.e-6	-0.5.e-6	Différences
Nombre cycles	31800	42400	63600	127200	254400	
Pression limite q_u/c_u Avec Renforcement, petite déformation	7.28	7.27	7.21	7.16	7.11	< 2.4%

4.2.7.5 Influence des propriétés de l'interface

De même que pour le test de la vitesse de déplacement imposé, nous avons étudié l'influence de la variation des propriétés de l'interface sur la pression limite. On rappelle que les propriétés considérées dans le cadre de nos calculs, sont adéquates avec les recommandations de Flac et, sont comme suit : raideurs $k_n = k_s = 5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^3$; $c = 0$; $\varphi = 35^\circ$.

Puisqu'il n'y a aucun intérêt à faire varier c et φ , nous allons étudier la variation des pressions limites en petite déformation en fonction de la variation de k_n et k_s .

La synthèse des calculs est représentée graphiquement ci-dessous (figure 4.19). Il est clair que, hormis la raideur $k_6 = 5.10^6 \text{ N/m}^3$ et à un degré moindre $k_7 = 5.10^7 \text{ N/m}^3$, les raideurs k_8, k_9, k_{10}, k_{11} et k_{12} , respectivement égales à $5.10^8, 5.10^9, 5.10^{10}, 5.10^{11}$ et 5.10^{12} N/m^3 , conduisent à la même solution du problème. Il faut noter toutefois que les raideurs fortes nécessitent un temps de calcul plus important, car les vitesses de déplacement doivent être faibles. En effet k_{11} et k_{12} nécessitent respectivement 636000 et 1272000 cycles, comparativement à 127200 cycles pour k_9 qui représente la variante centrale.

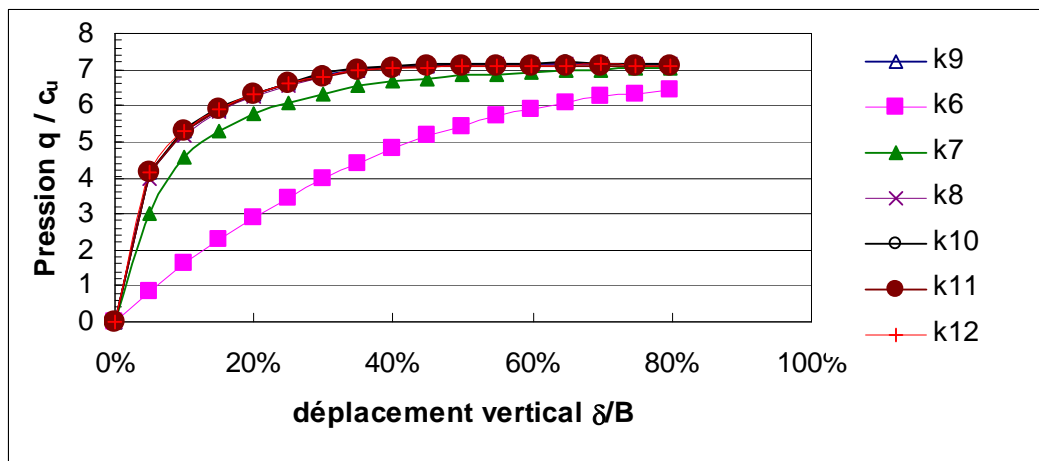


Figure 4.19 : Influence de la raideur de l'interface sur la capacité portante

4.2.7.6 Recherche d'une méthode pour résoudre l'instabilité numérique

Il faut rappeler tout d'abord que, nous avons rencontré des difficultés importantes pour les simulations en grande déformation, pour la raison qui a été déjà évoquée et qui est l'instabilité numérique du code Flac. Cette dernière provoque l'arrêt des calculs dès que le maillage subit une distorsion excessive et qu'une zone de forme initiale quadrilatérale prend une forme triangulaire, ce qui n'est pas admis par le code. Mais, et avantageusement pour notre étude, la distorsion maximale concernée par cette instabilité concerne surtout la partie supérieure du corps de chaussée. Il s'agit d'une zone qui entre très vite en plasticité et, en perdant la butée constituée par la partie d'impact soumise au chargement par déplacement imposé, elle tend à s'incliner excessivement.

Pour résoudre ce problème, on peut penser à proposer une loi de comportement qui traduit le déplacement réel en surface, mais ceci dépasse le cadre de ce mémoire. Deux autres alternatives, moins élaborées certes, mais qui permettent de régler l'instabilité consistent à :

- Soit, admettre que la couche supérieure est élastique ;
- Ou, Corriger le déficit en butée en fixant le déplacement du nœud de coordonnées $i = 5, j = njgp$ (njgp représentant la ligne supérieure du maillage, il s'agit du nœud qui vient juste à droite après le nœud du bord de l'impact de la charge de calcul).

Nous avons fait plus d'une centaine de simulations sur cette question mais nous présentons ici sur le tableau 4.6, uniquement les plus essentielles qui renseignent sur les propriétés mécaniques K et G à prendre en compte quand on suppose que la 1^{ère} ligne du maillage est élastique obtenue en donnant à la cohésion une grande valeur, ici 1.10^{10} pa.

Tableau 4.6 : Propriétés mécaniques des variantes ayant un nœud fixé ou une 1^{ère} couche élastique

Variante	Référence *	Fix *	Elasparflex *	Elasparrig *	Elastotflex *	Elastotrig.*
Caractéristiques Unités : pascal	Intacte	Nœud $i=5$ $j=njgp$ fixé selon x	$G = 3.10^4$ $K = 5.10^4$ $c = 1.10^{10}$	$G = 2.10^7$ $K = 3.3.10^7$ $c = 1.10^{10}$	$G = 1.10^5$ $K = 2.10^5$ $c = 1.10^{10}$	$G = 2.10^7$ $K = 3.3.10^7$ $c = 1.10^{10}$

*

- Référence : cette variante représente le cas sans modification, c'est une simulation qui n'aboutit pas à l'orniérage escompté mais, sert de référence ;
- Fix : dans cette variante, on fixe le déplacement selon x pour le nœud situé juste après l'impact de la roue ;
- elasparflex : surface supérieure élastique flexible sauf l'impact de la semelle restant plastique ;
- elasparrig : surface supérieure élastique rigide sauf l'impact de la semelle restant plastique ;
- elastotflex : surface supérieure totalement élastique flexible, impact de la semelle compris ;
- elastotrig : surface supérieure totalement élastique rigide, impact de la semelle compris.

On distingue ici la surface élastique flexible de la surface rigide par le choix du module élastique ou encore le choix du module volumique et le module de cisaillement comme montré sur le tableau 4.6.

Les simulations réalisées avec les variantes mentionnées sur le tableau 4.6 sont représentées graphiquement sur la figure 4.20. Cette dernière présente les courbes relatives aux 6 variantes. Il est clair que, deux courbes seulement concordent avec la courbe de référence. Il s'agit des variantes fix et elasparflex. Ce sont donc ces deux variantes qui permettent le mieux de

modéliser notre problème tout en neutralisant l'instabilité numérique. Aussi et, pour départager ces deux variantes, il nous reste à comparer les maillages déformés relatifs aux deux variantes. La figure 4.21 présente les maillages déformés des variantes de référence ainsi que la variante fix et elasparrflex. Il est clair que la forme de la déformée fix n'est pas adéquate avec la réalité. Par contre la déformée elasparrflex présente une forme acceptable. Par conséquent nous allons opter pour la variante elasparrflex pour les simulations en grande déformation entrant dans le cadre de ce mémoire.

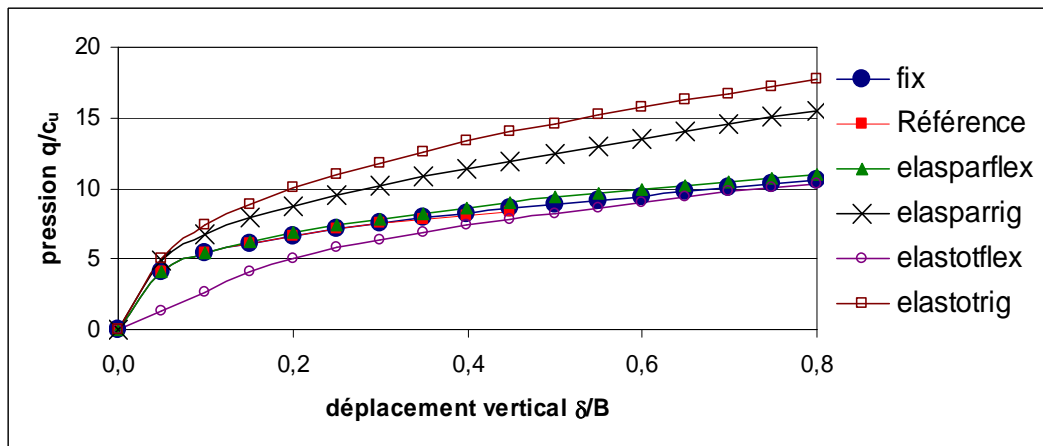
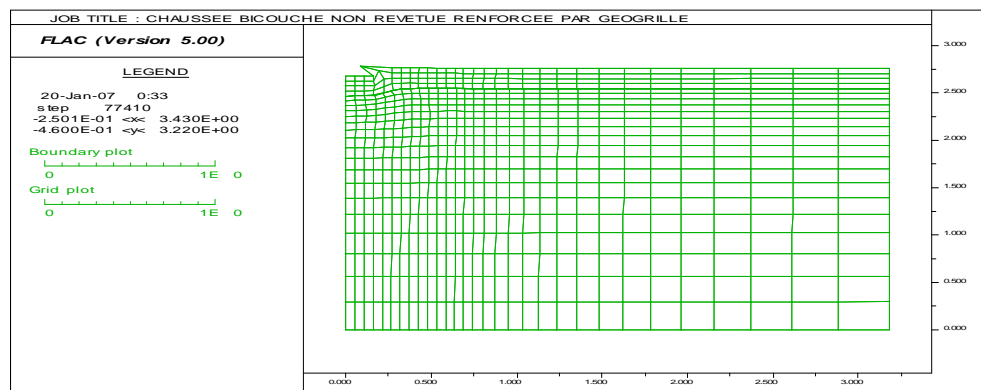
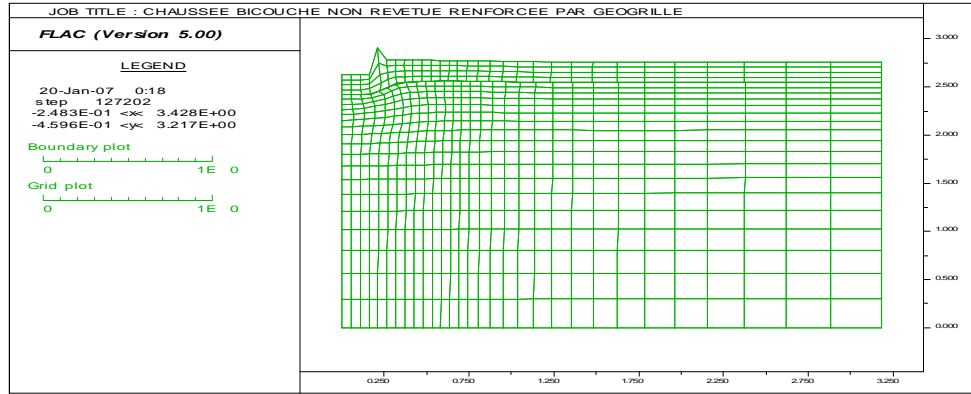


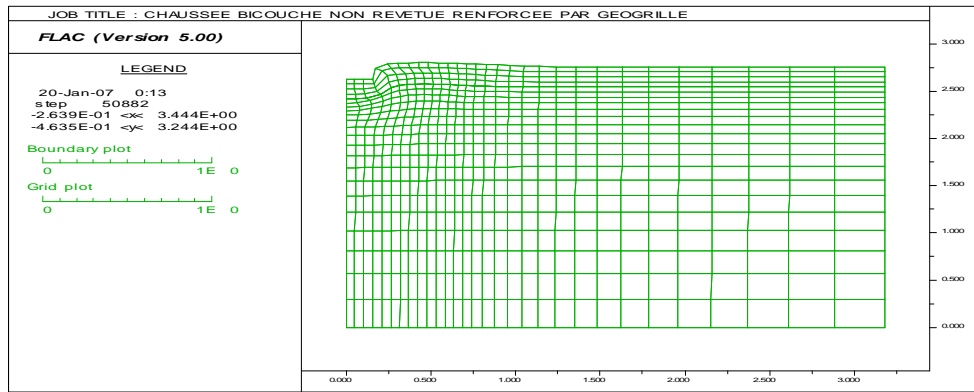
Figure 4.20 : Choix de la variante adéquate avec la variante de référence.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.21 : Maillage déformé : (a) Variante de Référence ; (b) Variante fix ; (c) Variante elaspflex.

Etude paramétrique

4.2.8 Influence de l'épaisseur de couche de base sur les mécanismes de renforcement

Influence sur la capacité portante :

La figure 4.22 montre que la capacité portante évolue avec l'augmentation de l'épaisseur de couche de base dans les deux cas, avec et sans renforcement. L'amélioration apportée par l'inclusion est comprise dans notre étude pour toutes les épaisseurs entre 42 et 47%.

Dans les figures 4.23 et 4.24 on a voulu comparer les résultats de ce présent mémoire avec les travaux antérieurs en éléments finis de Brocklehurst (1993) et par la méthode analytique de Hously et al. (1990). On constate qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de ce mémoire et l'étude numérique de Brocklehurst. Mais par contre les pressions limites données par la méthode analytique de Hously et al. sont sous estimées pour les épaisseurs faibles de couche de base et surestimées pour les couches de base épaisses. Brocklehurst (1993) propose d'expliquer cette surestimation par le fait que la méthode analytique part d'une hypothèse erronée en considérant que les contraintes normales sont réparties uniformément sur le sol.

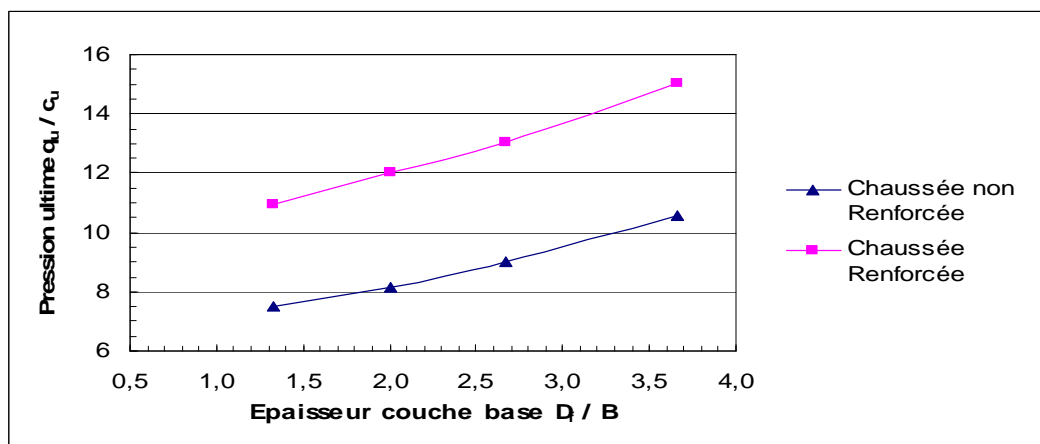


Figure 4.22 : Influence de l'épaisseur de couche de base sur la pression ultime. Comparaison Chaussée Renforcée, Chaussée non Renforcée.

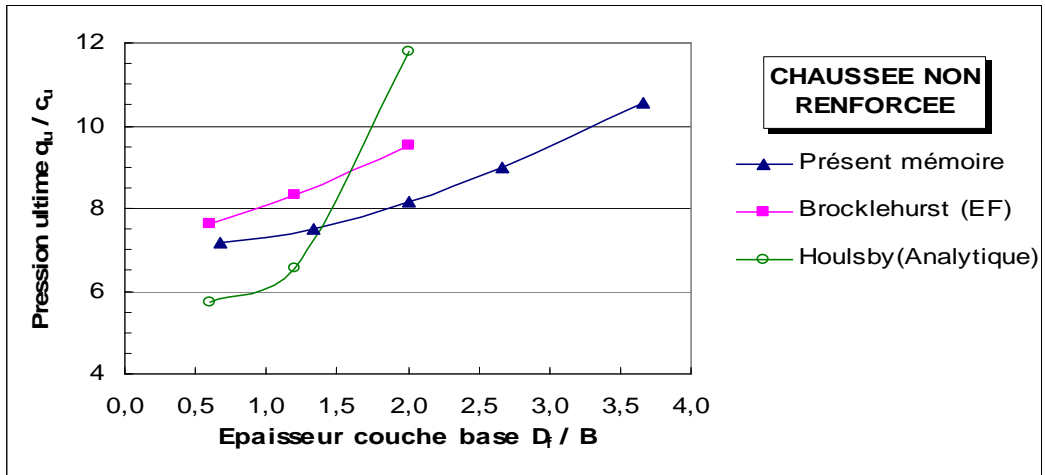


Figure 4.23 : Influence de l'Épaisseur de couche de base sur la pression ultime. Chaussée non Renforcée. Comparaison présent mémoire et travaux antérieurs.

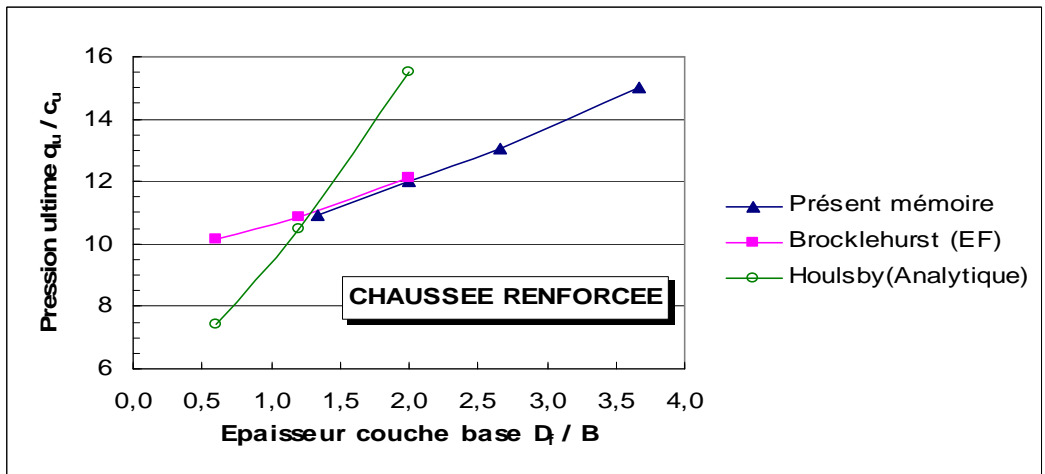


Figure 4.24 : Influence de l'Épaisseur de couche de base sur la pression ultime. Chaussée Renforcée. Comparaison présent mémoire et travaux antérieurs.

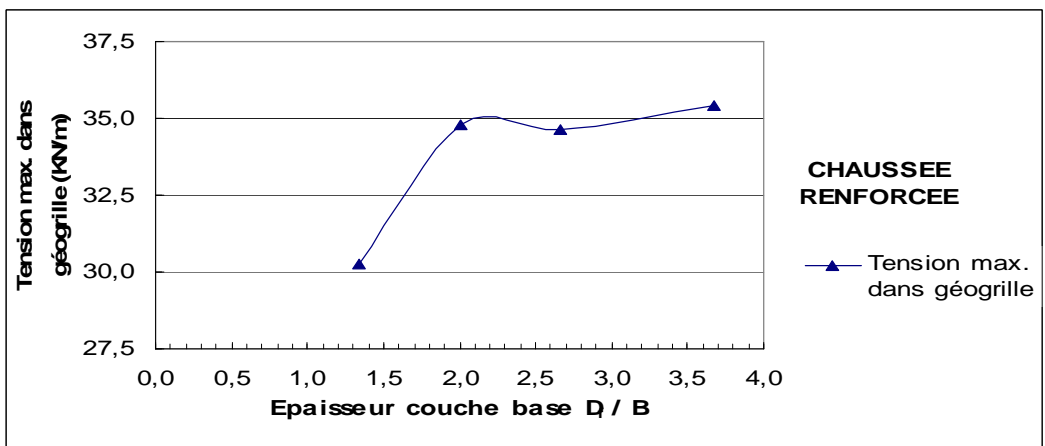


Figure 4.25 : Influence de l'épaisseur de couche de base sur la tension max. dans la géogridde.

Influence sur la tension maximale dans la géogridde :

La figure 4.25 montre que la tension maximale est relativement faible pour les couches de base minces mais reste pratiquement constante pour les épaisseurs de couche de base supérieures à 2B.

Influence sur la déformée de la géogridde :

La figure 4.26 représente les déformées des géogrilles pour 3 épaisseurs différentes de couche de base. On peut remarquer que la déformation est maximale sous l'impact de la roue, puis diminue jusqu'à changer de signe à partir d'une distance égale à 2.5 B. Pour les couches de base épaisses, variante E, la déformée de la géogridde est plus aplatie et ne change de signe qu'à partir d'une distance de 4 B.

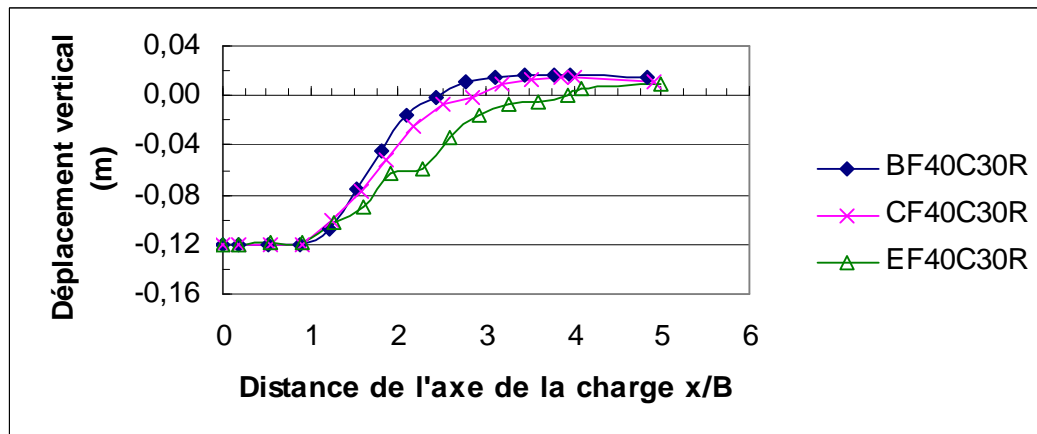


Figure 4.26 : Influence de l'épaisseur de couche de base sur la déformée de la géogridde.

4.2.9 Influence de la raideur et la longueur de la géogridde sur les mécanismes de renforcement

Influence de la raideur du renforcement sur le comportement pression-déplacement

La figure 4.27 présente le comportement pression-déplacement pour quatre raideurs différentes, une raideur nulle qui correspond à une chaussée non renforcée, une raideur faible $J=39$ KN/m, une raideur centrale $J=392$ KN/m et une raideur forte $J=3920$ KN/m. On remarque que dans la partie élastique, il n'y a aucune différence de comportement, mais dans

la partie plastique il y a une évolution de la capacité portante avec l'augmentation de la raideur de la géogrille.

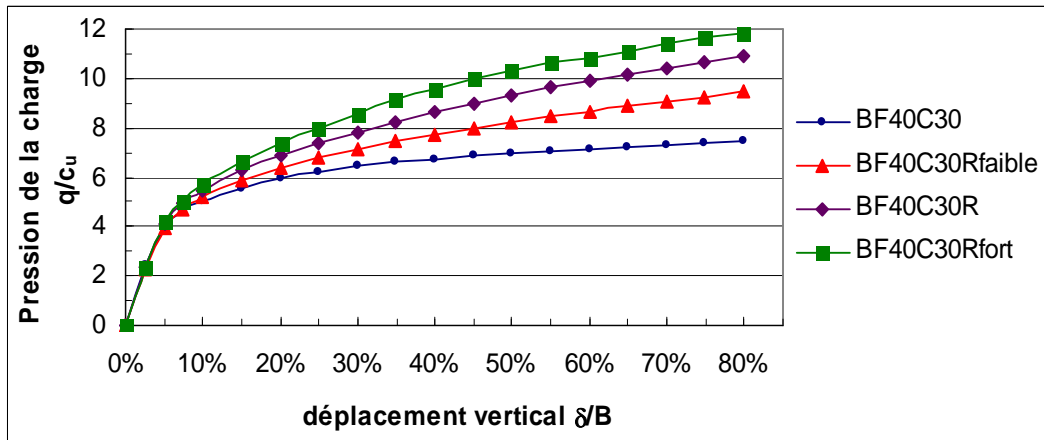


Figure 4.27 : Influence de la raideur de la géogrille sur le comportement Pression – déplacement. Raideurs de géogrille respectivement, $J = 0, 39, 392, 3920$ KN/m.

Influence de la raideur du renforcement sur la distribution de la tension dans la géogrille

La figure 4.28 présente la distribution de la tension pour trois raideurs différentes, une raideur faible $J=39$ KN/m, une raideur centrale $J=392$ KN/m et une raideur forte $J=3920$ KN/m. On remarque que la tension est maximale pour une distance égale à $1. B$ c'est-à-dire vers le bord de la semelle. On remarque aussi que les tensions les plus grandes correspondent aux raideurs les plus fortes.

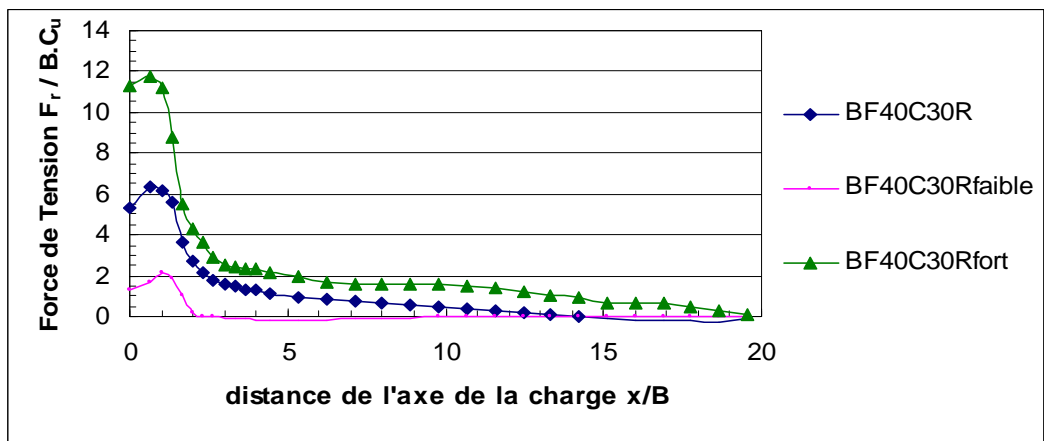


Figure 4.28 : Influence de la raideur de la géogrille sur la distribution de la Force de Tension dans la géogrille. Raideurs des géogrilles, $J = 39, 392, 3920$ KN/m.

Influence de la longueur d'ancrage sur le comportement pression-déplacement

La figure 4.29 présente le comportement pression-déplacement pour sept variantes différentes, une chaussée non renforcée, une chaussée renforcée avec des longueurs d'ancrage L1 à L5 variant de 0.94 B à 4 B et, une variante centrale avec un renforcement sur toute la largeur. On peut remarquer qu'un ancrage de L4=2.83 B peut mobiliser une capacité portante égale à 95% de celle mobilisée par la même géogrille incluse sur toute la largeur de chaussée.

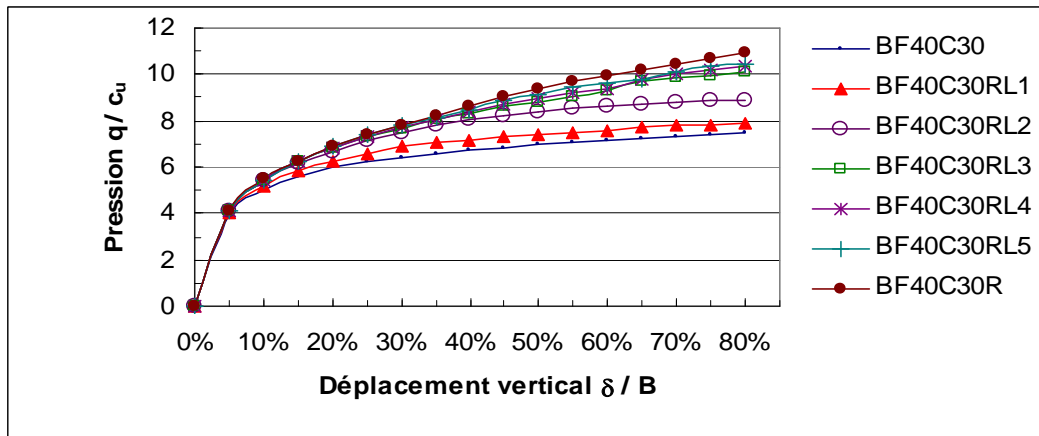


Figure 4.29 : Influence de la longueur d'ancrage sur le comportement Pression – déplacement. Longueurs de renforcement : L1=0.94 B ; L2=1.67B ; L3=2.17B ; L4=2.83B ; L5=4B ; R =20B.

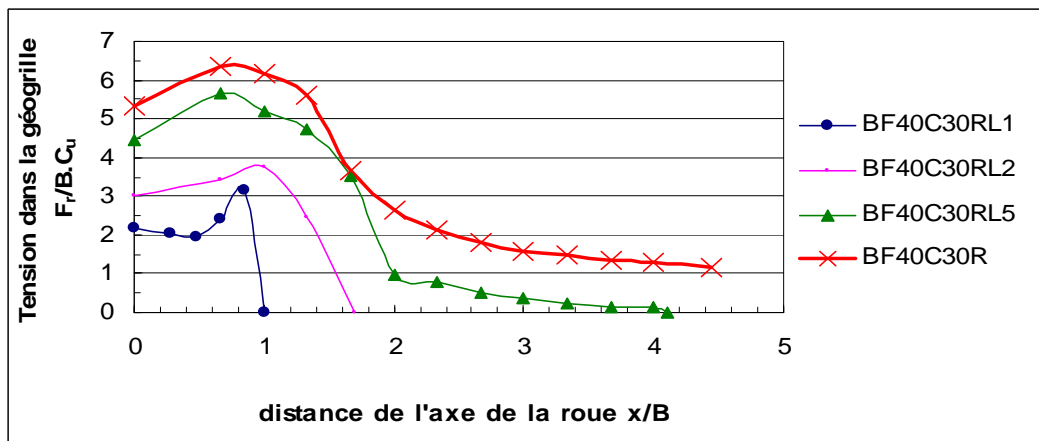


Figure 4.30 : Influence de la longueur d'ancrage sur la distribution de la Force de Tension dans la géogrille. Longueurs de renforcement : L1=0.94 B ; L2=1.67B ; L5=4B ; R =20B.

Influence de la longueur d'ancrage sur la distribution de la tension dans la géogridde

La figure 4.30 présente la distribution de la tension pour quatre longueurs d'ancrage différentes, L1, L2, L5 et la variante centrale. On remarque que la tension est maximale pour une distance égale à 1. B c'est-à-dire vers le bord de la semelle. On remarque aussi que les tensions évoluent avec l'augmentation de la longueur d'ancrage. Aussi, la longueur L5=4B est légèrement plus faible que la variante centrale.

Influence de la raideur du renforcement sur la capacité portante

La figure 4.31 présente la variation de la pression ultime avec la variation de la raideur de la géogridde. On remarque l'évolution de la capacité portante avec l'augmentation de la raideur de la géogridde. Mais cette évolution atteint une limite pour les raideurs dépassant $J = 1000$ KN/m.

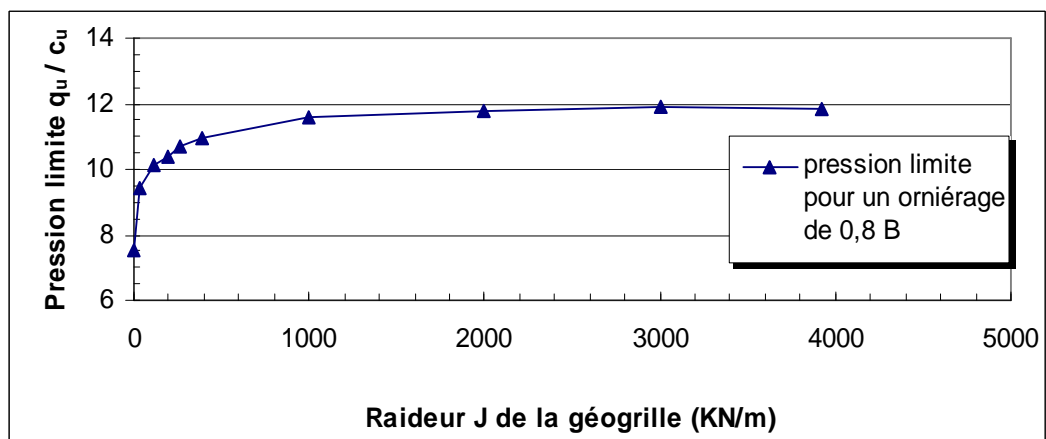


Figure 4.31 : Influence de la Raideur J de la géogridde sur la capacité portante

Influence de la raideur du renforcement sur la tension maximale dans la géogridde

La figure 4.32 présente la variation de la tension maximale dans la géogridde avec la variation de la raideur de la géogridde. On remarque l'évolution de la tension maximale avec l'augmentation de la raideur de la géogridde.

Il vient donc que, au-delà d'une raideur $J=1000$ KN/m la tension maximale continue à augmenter sans contrepartie en capacité portante.

Par conséquent, on peut conclure que, il y a intérêt à étudier le rapport raideur/capacité portante pour arrêter le choix d'une géogridde optimale.

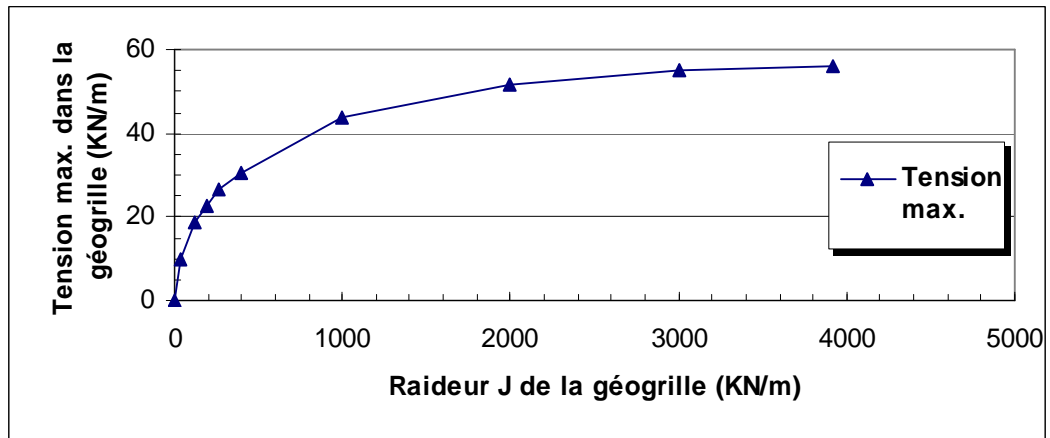


Figure 4.32 : Influence de la Raideur J de la géogridde sur la Tension maximale dans la géogridde

Influence de la raideur du renforcement sur la pression verticale à l'axe

La figure 4.33 présente la variation de la pression verticale à l'axe avec la variation de la raideur de la géogridde. On remarque que pour les raideurs inférieures ou égales à $J=1000$ KN/m la contrainte verticale est comprise entre 5.7 et $5.8 c_u$. Au-delà de $J=1000$ KN/m il y a une légère évolution de la contrainte verticale mais qui reste inférieure à $5.85 c_u$.

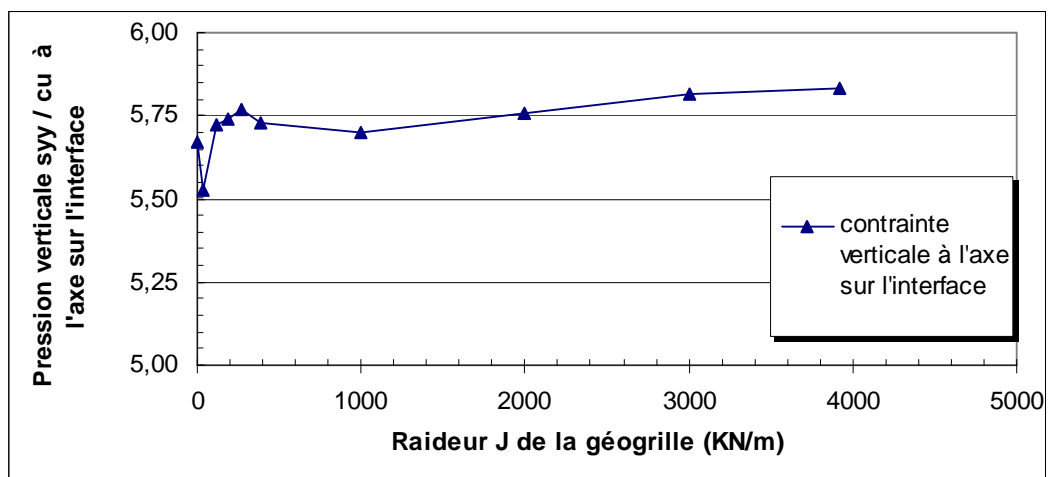


Figure 4.33 : Influence de la Raideur J de la géogridde sur la Pression verticale à l'axe sur l'interface.

Influence de la raideur du renforcement sur la l'angle β de distribution des contraintes normales

La figure 4.34 présente la variation de l'angle de distribution des contraintes normales avec la variation de la raideur de la géogrille. On remarque que la distribution des contraintes normales s'effectue avec un angle de 27° pour une chaussée non renforcée, de 37° pour les renforcements de faible raideur et, de 51° pour les renforcements de moyennes et fortes raideurs supérieures à 250 KN/m.

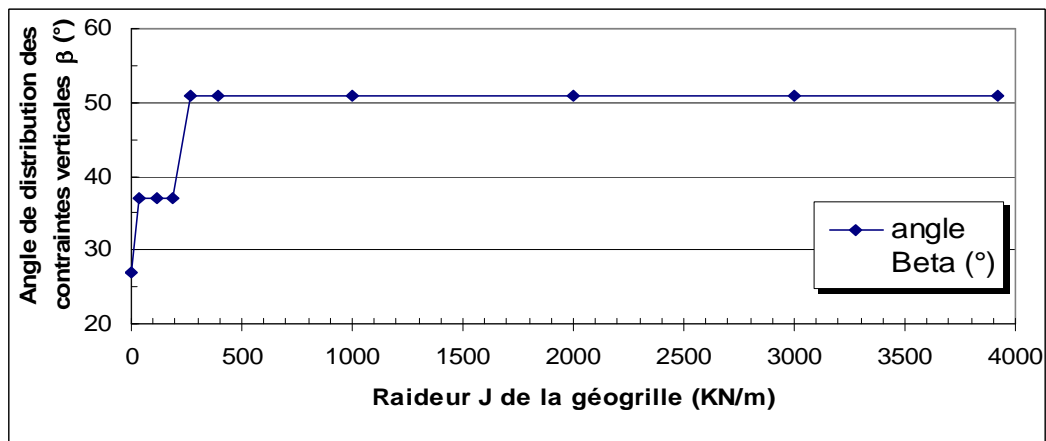


Figure 4.34 : Influence de Raideur de la géogrille sur l'Angle β de distribution des contraintes verticales.

4.2.10 Influence de la résistance c_u du sol support sur les mécanismes de renforcement

Influence sur la capacité portante :

La figure 4.35 montre les courbes relatives au comportement pression-déplacement pour 3 variantes représentant 3 résistances de sol différentes. A savoir $c_u=15$, 30 et 60 kpa. La normalisation de q n'a pas été faite avec c_u qui est une variable ici mais avec la résistance au cisaillement G , constante pour les 3 variantes.

Dans la figure 4.36 on a voulu exprimer le rapport de la pression limite avec renforcement sur la même pression sans renforcement. On remarque que l'amélioration de la capacité portante est plus importante pour les sols à faible résistance. En effet l'amélioration de portance est de 58% pour un sol de $c_u=15$ kpa mais de 35% seulement pour un sol de $c_u=60$ kpa.

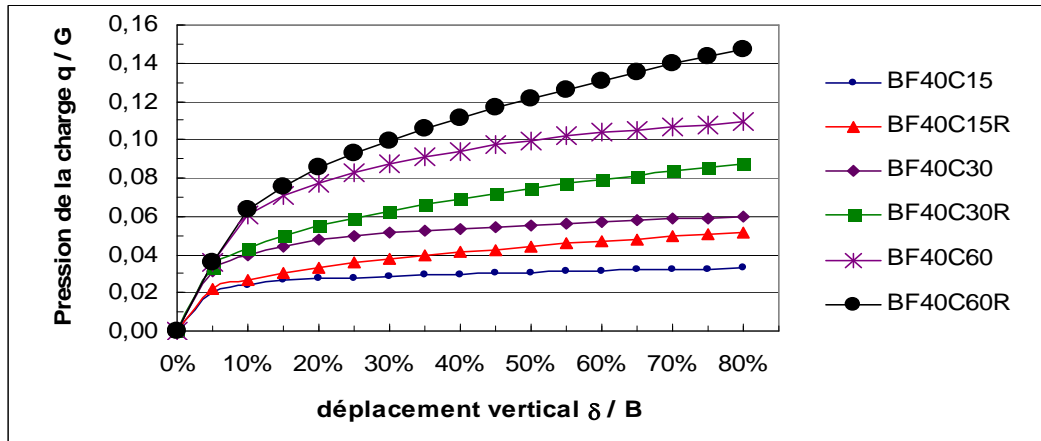


Figure 4.35 : Influence de la résistance du sol (c_u) sur le comportement Pression – déplacement.

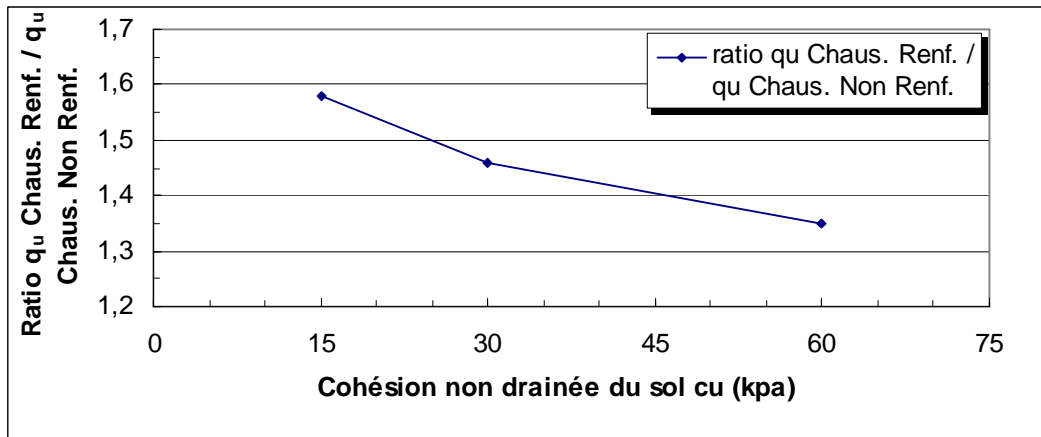


Figure 4.36 : Influence de la résistance du sol (c_u) sur l'amélioration de la capacité portante.

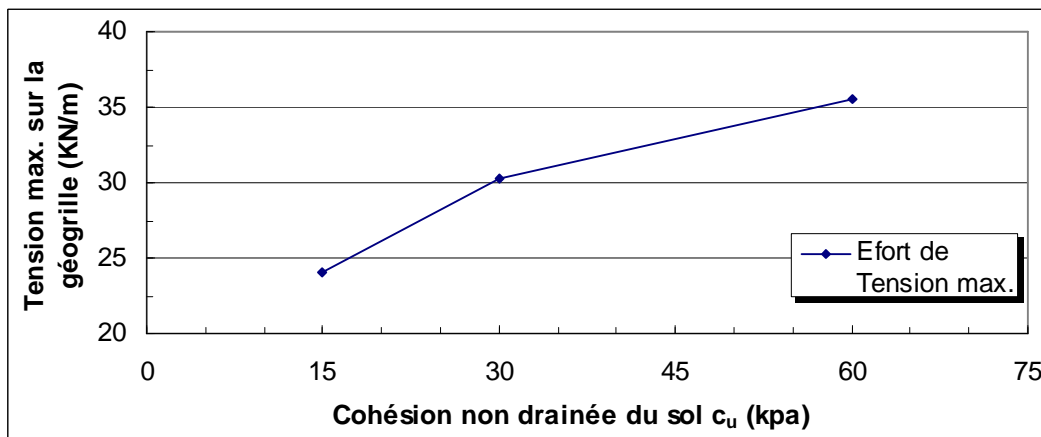


Figure 4.37 : Influence de la résistance du sol c_u sur la Tension max. dans la géogridde.

Influence sur la tension maximale dans la géogrid :

La figure 4.37 montre que la tension maximale est plus faible pour les sols à faible résistance.

Influence sur les contraintes agissant sur l'interface sol-base**Contraintes tangentielles sur une chaussée non renforcée**

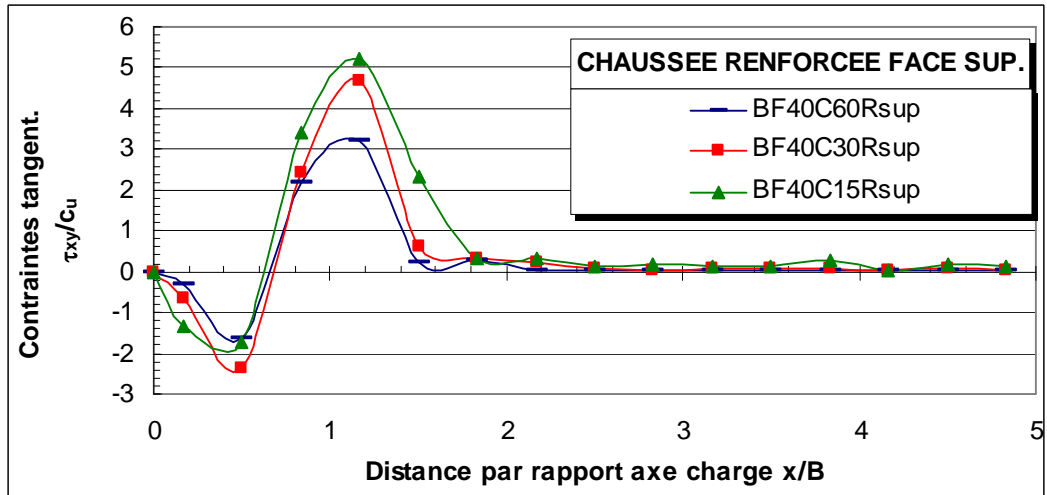
Les contraintes de cisaillement sur une chaussée non renforcée, montrées sur la figure 4.38 (c), sont faibles sous la semelle. Vers la distance $x = 1.2 B$ de l'axe de la charge, la contrainte maximale $\tau = 1.c_u$ de cisaillement centrifuge est atteinte pour les 3 cas de figure correspondant à $c_u = 15, 30, 60$ kpa et, qui signifie l'atteinte de la pression limite. Au-delà de cette distance les contraintes diminuent en grandeur mais, on peut remarquer que les contraintes centripètes sont faibles et plus importantes pour le sol à faible résistance.

Contraintes tangentielles sur une chaussée renforcée sur la Face supérieure de la géogrid

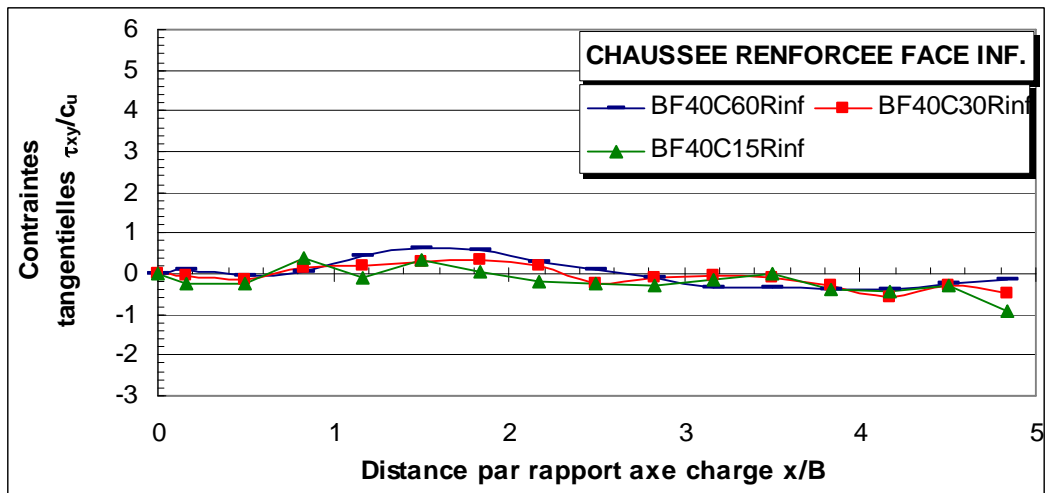
La figure 4.38 (a), montre que les contraintes tangentielles sont d'abord négatives, centripètes sous la semelle et de valeurs proches de $-2.c_u$, puis deviennent centrifuges au-delà d'une distance égale à $0.7 B$, atteignant un maximum de 3 à $5.c_u$ selon la résistance du sol à la distance $1.2 B$. On peut remarquer comme il a été déjà mentionné que la présence de la géogrid provoque l'augmentation des contraintes tangentielles sur la face supérieure de la géogrid.

Contraintes tangentielles sur une chaussée renforcée sur la Face inférieure de la géogrid

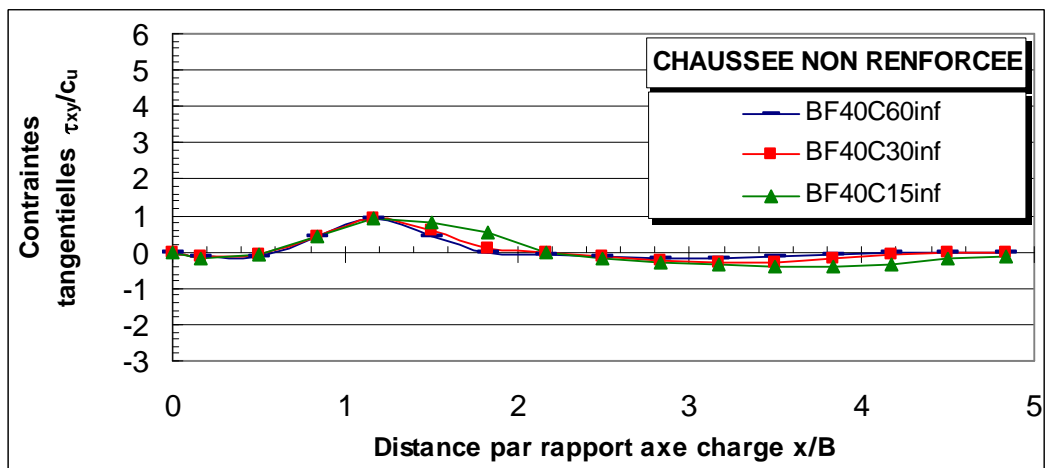
La figure 4.38 (b), montre l'effet ou **le mécanisme du renforcement**. Les contraintes tangentielles qui avaient atteint un maximum de $1.c_u$ pour les chaussées non renforcées sont réduites par le renforcement à un maximum de $0.6 c_u$. On peut remarquer aussi que pour les sols de faible résistance, les contraintes centrifuges sont les plus faibles et les contraintes centripètes sont les plus importantes.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.38 : Contraintes tangentielles sur l'interface pour différentes résistances du sol (c_u) : (a) sur les zones au dessus géogridde ; (b) sur les zones au dessous géogridde ; (c) interface base-sol d'une chaussée non renforcée.

Contraintes normales sur une chaussée non renforcée

Les contraintes verticales sur une chaussée non renforcée sont montrées sur la figure 4.39 (c). La contrainte verticale à l'axe est de $5.5 c_u$ à $6.0 c_u$ selon la résistance du sol, puis il y a une décroissance de cette contrainte jusqu'à atteindre la contrainte constante relative à l'effet unique du poids propre. L'angle β de distribution des contraintes normales est de 21° à 27° . La contrainte moyenne normale sur le sol de fondation est de 3.7 à $4.0 c_u$. Le tableau 4.6 présente la synthèse de ces résultats.

Contraintes normales sur une chaussée renforcée sur la Face supérieure de la géogrille

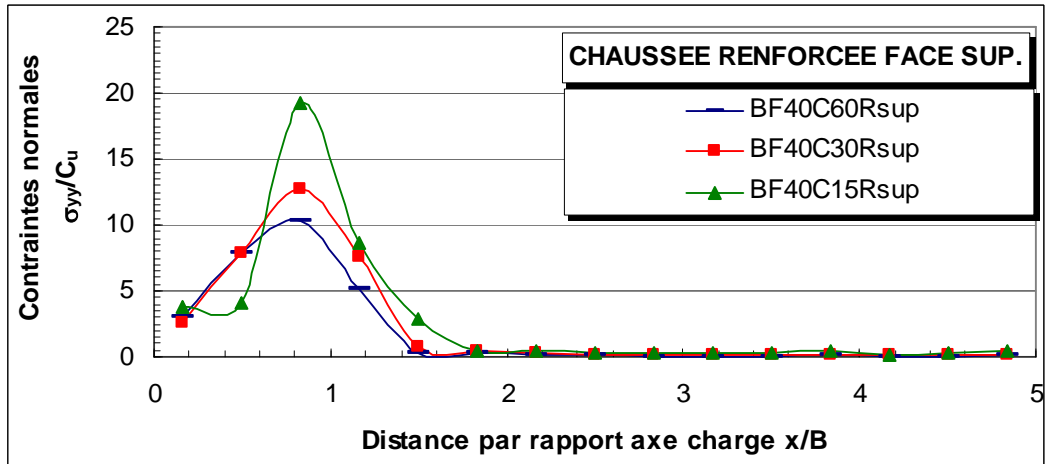
Les contraintes normales (figure 4.39 (a)), sont importantes et atteignent un pic de $11 c_u$, $12.8 c_u$ et $19. c_u$ respectivement pour $c_u = 15, 30$ et 60 kpa.

Contraintes normales sur une chaussée renforcée sur la Face inférieure de la géogrille

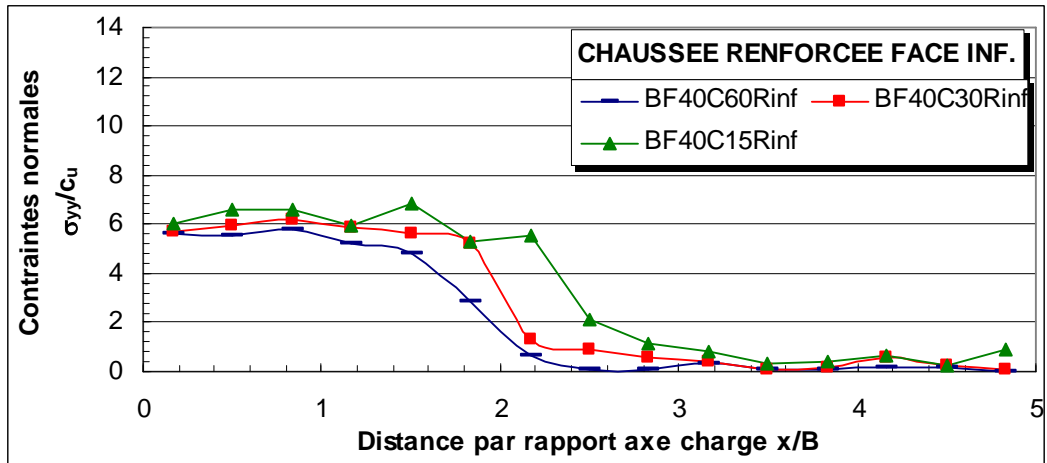
Les contraintes normales sous la géogrille sont plus faibles et mieux réparties, comparativement avec la face supérieure. Les remarques relatives à la contrainte normale à l'axe, l'angle de distribution et la contrainte normale moyenne sont présentées sur le tableau 4.6 ci-dessous.

Tableau 4.6 : Influence des mécanismes de renforcement avec la variation de la résistance du sol c_u .

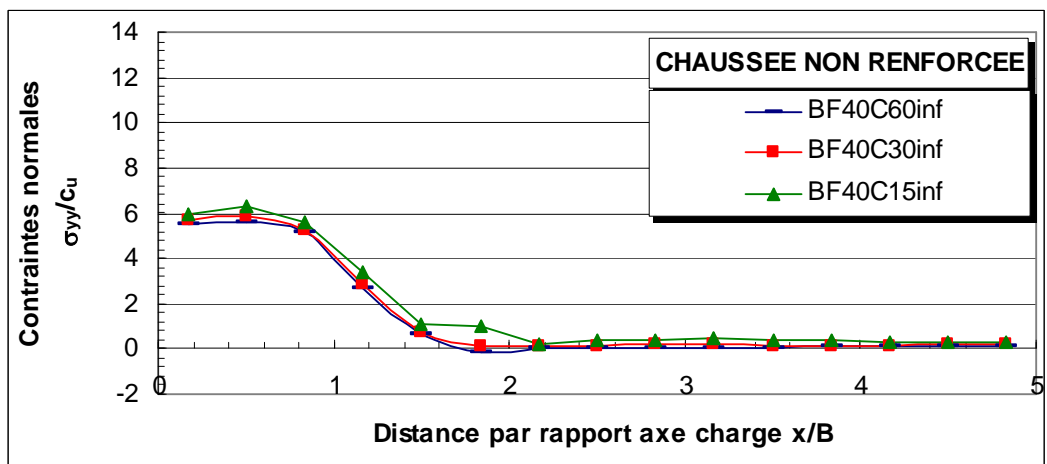
	Sans renforcement			Avec renforcement		
	15	30	60	15	30	60
Résistance c_u (kpa)	15	30	60	15	30	60
σ_y/c_u à l'axe	6.0	5.7	5.5	6.0	5.7	5.7
Angle β de distribution	27°	27°	21°	56°	51°	37°
σ_y/c_u moyenne sur le sol	3.9	3.7	4.0	4.7	4.3	4.7



(a)



(b)



(c)

Figure 4.39 : Contraintes normales sur l'interface pour différentes résistances du sol (c_u) :
 (a) sur les zones au dessus géogrille ; (b) sur les zones au dessous géogrille ; (c) interface base-sol d'une chaussée non renforcée.

4.3 Simulation Numérique Tridimensionnelle

4.3.1 Introduction

Dans ce paragraphe nous allons utiliser le code Flac3D pour, faire une simulation numérique tridimensionnelle, du comportement du corps de chaussée avec ou sans renforcement.

L'impact de la roue qui a des dimensions limitées fait que le problème est à trois dimensions. Toutefois la déformation d'une route non revêtue se fait selon une ornière longitudinale, ce qui fait que le problème posé est un problème de déformation plane.

Si l'analyse actuelle en trois dimensions est entamée pour plusieurs raisons, d'ailleurs justifiées, telles que, déceler les différences avec une analyse 2D, essayer l'élément structurel géogrille défini dans Flac, maîtriser ce type d'analyse. L'analyse en 3D deviendra néanmoins indispensable et elle est très utile si l'on veut mener une étude des chaussées revêtues en béton bitumineux où, les grandes ornières ne sont pas tolérées et, où les déflexions restent de l'ordre de la dizaine de millimètres.

4.3.2 Présentation du cas étudié

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'une chaussée sous l'effet d'une charge unique statique. La chaussée se présente comme un bicouche composé d'un corps de chaussée, appelé aussi dans ce mémoire couche de base, en matériau sélectionné, reposant sur un sol de faible portance.

L'étude du comportement d'une chaussée qui peut être renforcée ou non par géogrilles, se présente ici, comme étant un problème tridimensionnel, de détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle isolée (figure 4.40) de forme carrée reposant sur un bicouche.

Le problème sera formulé en grande déformation pour représenter les grandes profondeurs d'ornière qui peuvent se développer, et sont admissibles, sur les routes non revêtues. Dans notre présent cas le bicouche est constitué de :

- Une couche de base en grave propre ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb avec frottement et une règle d'écoulement, non associative ;
- Un sol de fondation ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr coulomb sans frottement ;

- Une géogridde de renforcement interposée entre le sol et la base. La géogridde est un élément structurel complètement intégré dans Flac3D (voir chapitre 3).

Le contact pneu-chaussée est supposé parfaitement rugueux. L'impact de la roue est une surface carrée de demi-côté $B = 0.159$ m.

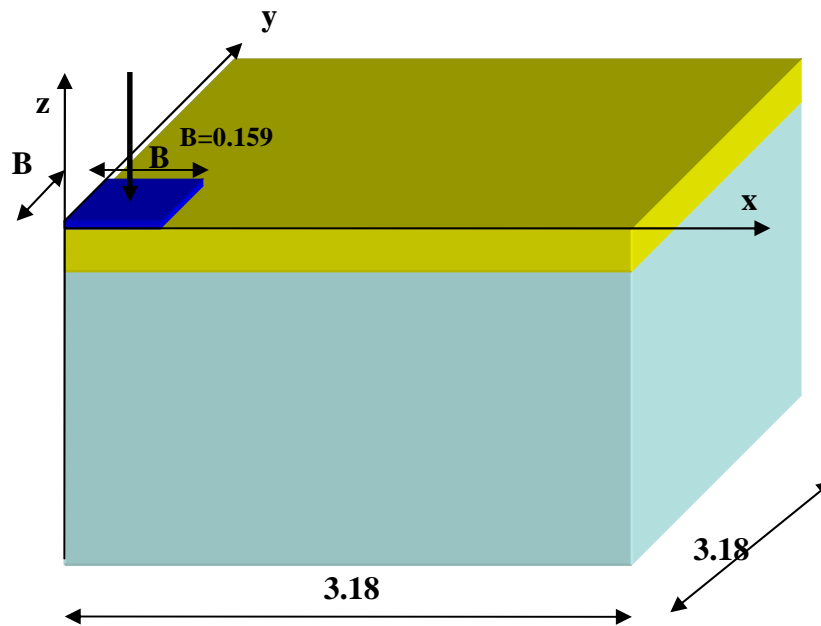


Figure 4.40 : Présentation du cas 3D étudié : Chaussée bicouche

4.3.3 Modélisation avec Flac3D

Conditions aux frontières :

Etant donné la symétrie par rapport à 2 plans verticaux xz et yz et, en considérant une demi-largeur de fondation, $B = \frac{1}{2} a = 0.159$ m, l'étude va être limitée à un quart du domaine d'étude moyennant des conditions aux frontières appropriées qui sont présentées sur la figure 4.41. A savoir qu'il faut fixer les déplacements :

- Selon x pour le plan $x = 0$ (symétrie) ;
- Selon y pour le plan $y = 0$ (symétrie) ;
- Selon x et y pour le plan $x = 3.18$ m et le plan $y = 3.18$ m (frontière) ;

- Selon x , y et z pour le plan $z = 0$ (à la base du sol support).

Le chargement du corps de chaussée est réalisé par déplacement imposé de la surface d'impact jusqu'à atteindre un déplacement final, limité dans ce travail à $\delta = 0.8 B = 0.127$ m. La pression de fondation requise pour atteindre ce déplacement est considérée comme la pression ultime. Les propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisés sont détaillées dans le paragraphe 4.2.6 ci-dessus.

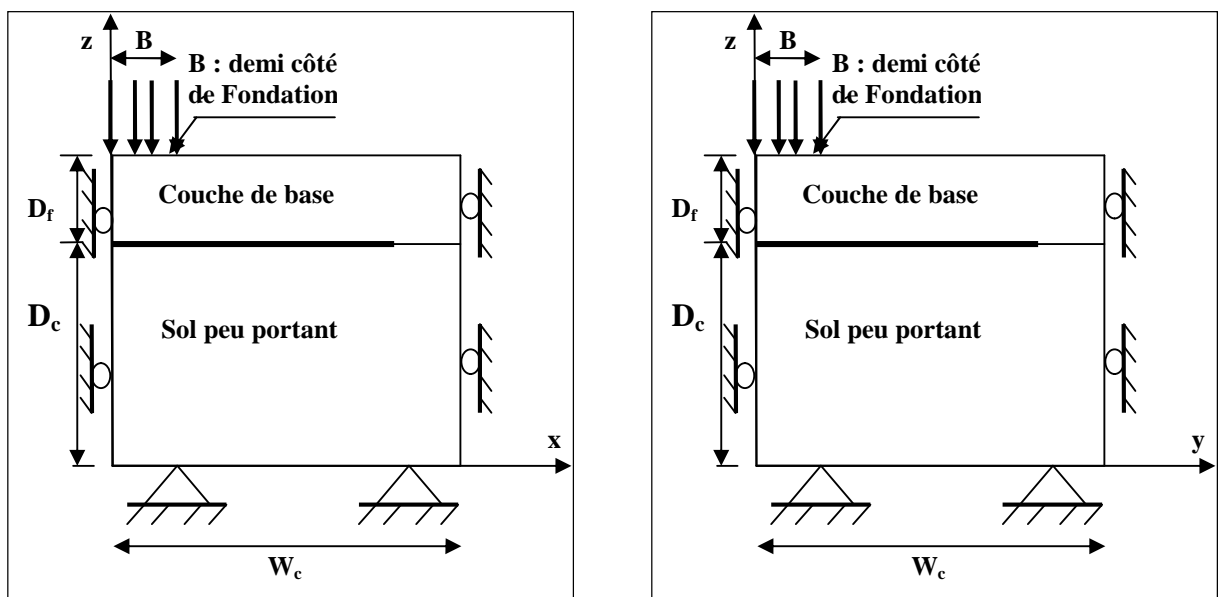


Figure 4.41 : Présentation du cas étudié, plans xz et yz : Chaussée bicouche.

Pour simuler un contact pneu-chaussée parfaitement rugueux, on fixe le déplacement selon x et y pour les nœuds correspondant à l'impact carré de la roue.

Maillage avec Flac 3D :

Le maillage adopté dans le cadre de l'étude 2D est maintenu pour l'étude tridimensionnelle. Le nombre de zones sous la semelle carrée (1/4 de l'impact de la roue) est de 9 et correspond à 16 nœuds. Le nombre total des zones du maillage (figure 4.42) est de :

- Sol de fondation : $30 \times 30 \times 18 = 16200$ zones ;
- Couche de base : $30 \times 30 \times n_c = 3600$ zones pour $n_c = 4$;
- Nombre total de zones = 19800 zones pour $n_c = 4$.

nc est le nombre de zones (dans le sens vertical) de la couche de base, $nc = base/0.053$

Le nombre d'éléments structuraux triangulaires de la géogrille : $30 \times 30 \times 2 = 1800$.

Le nombre de nœuds de la géogrille est de $31 \times 31 = 961$ nœuds.

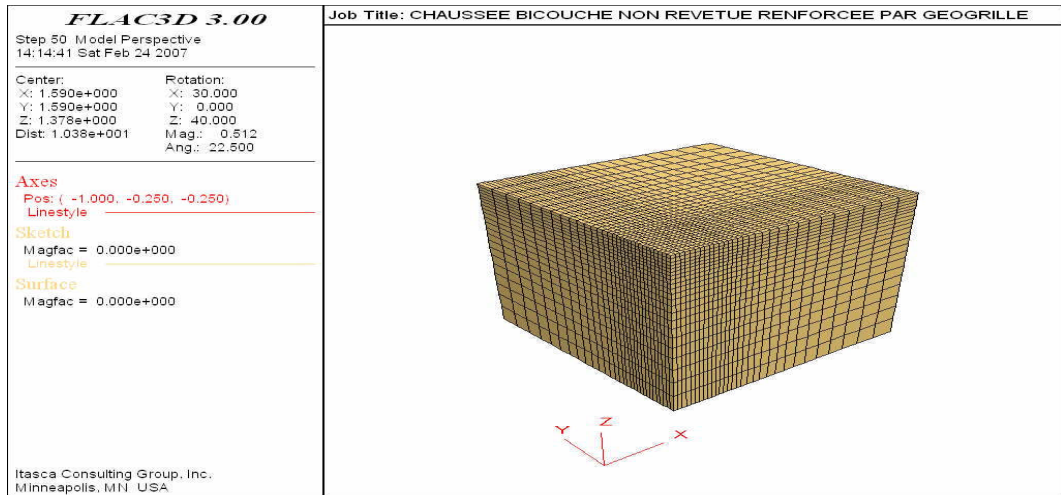


Figure 4.42 : Maillage adopté en 3D

Vitesse de déplacement imposé :

La vitesse de déplacement vertical descendant imposé aux 16 nœuds de la semelle, adoptée dans cette étude est de -1.10^{-5} m/pas. Nous avons étudié l'influence de la variation de la vitesse en faisant des simulations avec une vitesse de $-0.5 \cdot 10^{-5}$ m/s, qui est très lente et consomme deux fois plus de temps mais, il ressort que les résultats obtenus sont peu différents que ceux calculés avec la vitesse de $-1. \cdot 10^{-5}$ mètres/pas. Par conséquent la vitesse de $-1. \cdot 10^{-5}$ m/pas est jugée acceptable.

Test de validation :

Pour tester dès le départ, la procédure de simulation et éviter les erreurs malencontreuses qui peuvent se répercuter sur tout le travail, il existe un moyen très simple qui consiste à simuler avec Flac3D une semelle filante. En fait il y a lieu de limiter l'étude à une petite tranche y découpée par deux plans xz. Les conditions aux frontière consisteront à fixer le déplacement selon y des deux côtés de la tranche pour simuler une déformation plane. La figure 4.43 montre le maillage 2D effectué avec Flac 3D et la figure 4.44 montre les conditions aux frontières relatives à ce test de validation

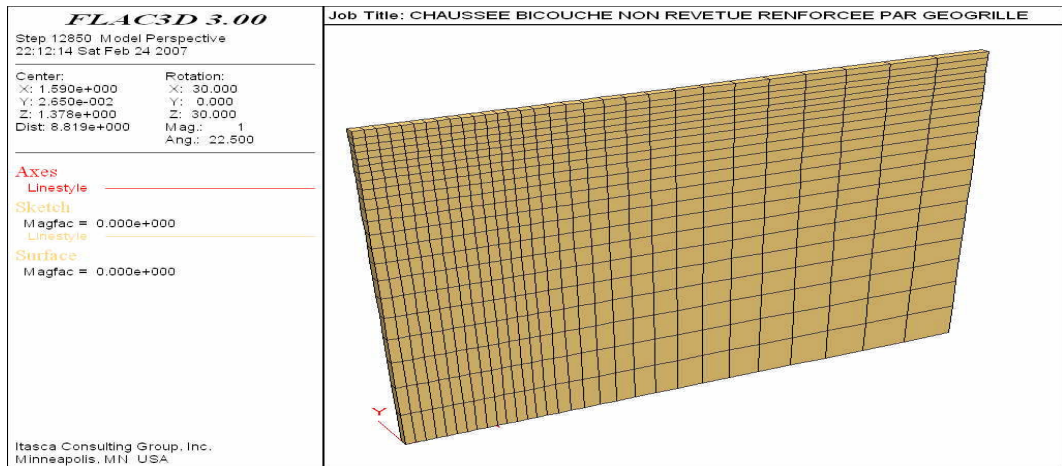


Figure 4.43 : Maillage du modèle du test de validation

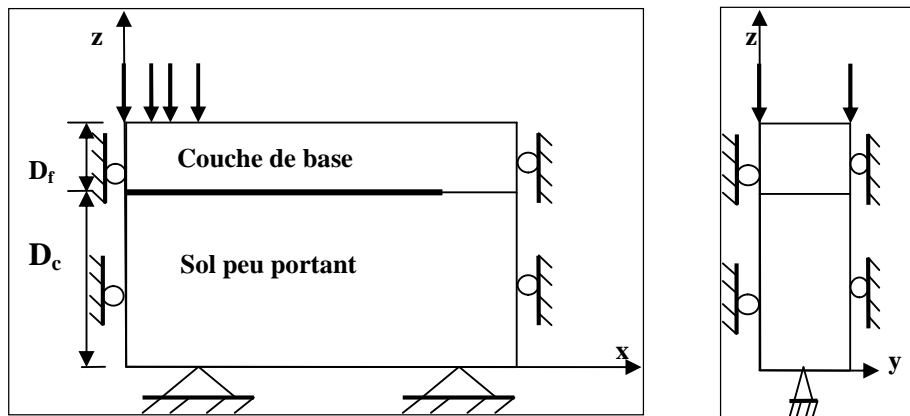


Figure 4.44 : Conditions aux frontières du modèle de test de validation

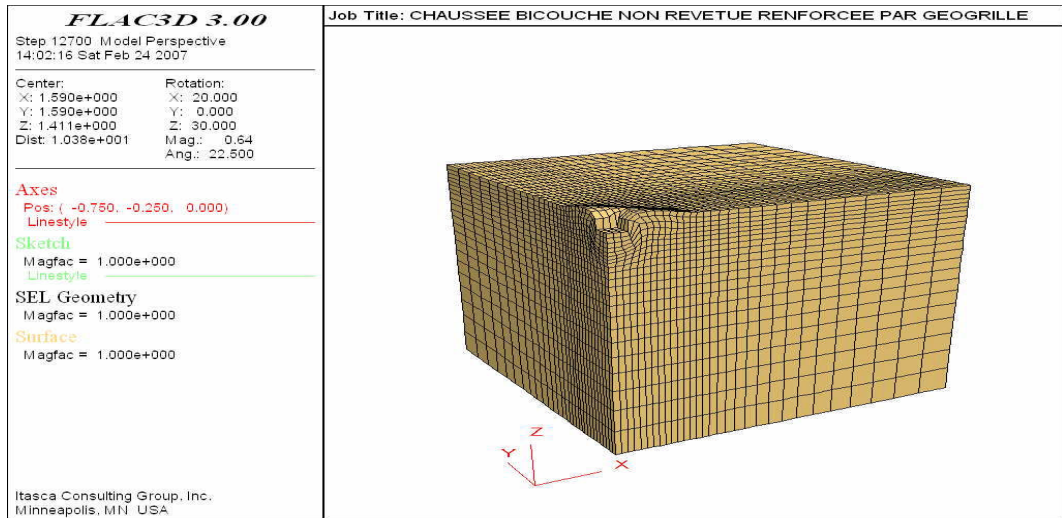
Les calculs sur ce modèle test de validation sont faits en supposant un sol homogène purement cohérent. La pression limite obtenue est de 5.176. Cette valeur est légèrement supérieure à 5.14 (+0.7%). Ce qui implique que les procédures de simulation en 3D sont acceptables.

4.3.4 Résultats avec Flac3D : Maillage déformé, zones plastiques

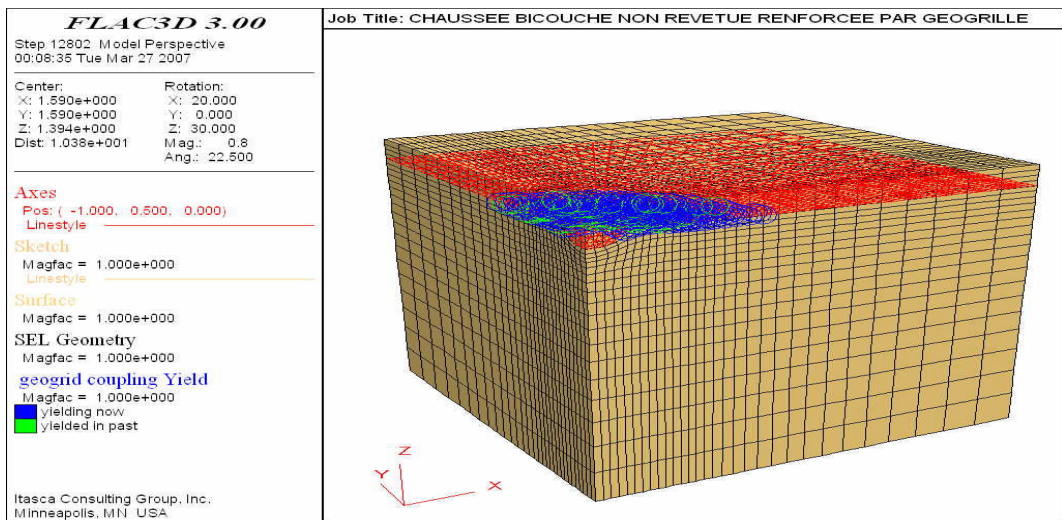
Les premiers résultats de l'analyse numérique avec Flac3D, sont présentés sur les figures 4.45 et 4.46. La figure 4.45 présente le maillage déformé après simulation pour les deux cas avec et sans renforcement. La figure 4.45 (b) montre la géogrille et son état d'écoulement, il est clair

que la partie de géogridle mobilisée dans le bicouche est assez faible et concerne l'impact de la roue et son entourage immédiat.

La figure 4.46 montre le développement des zones plastiques pour les deux cas avec et sans renforcement.

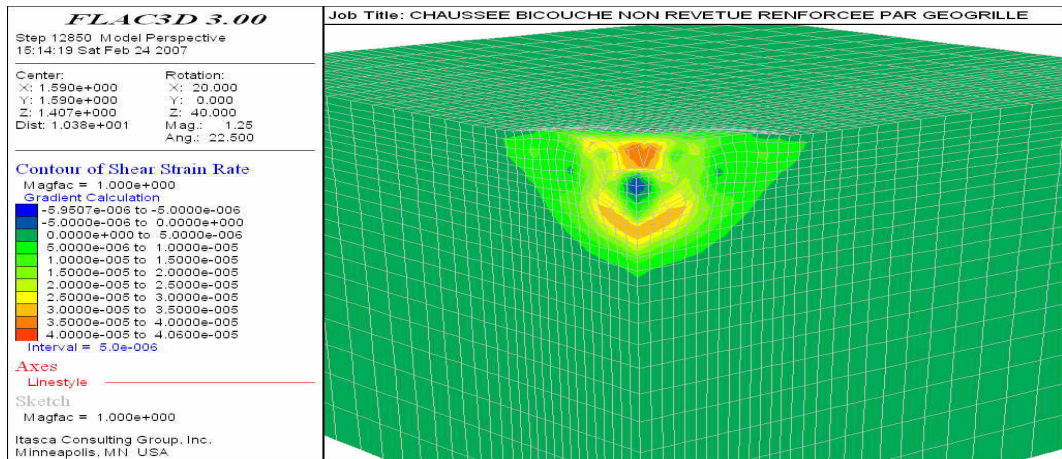


(a)

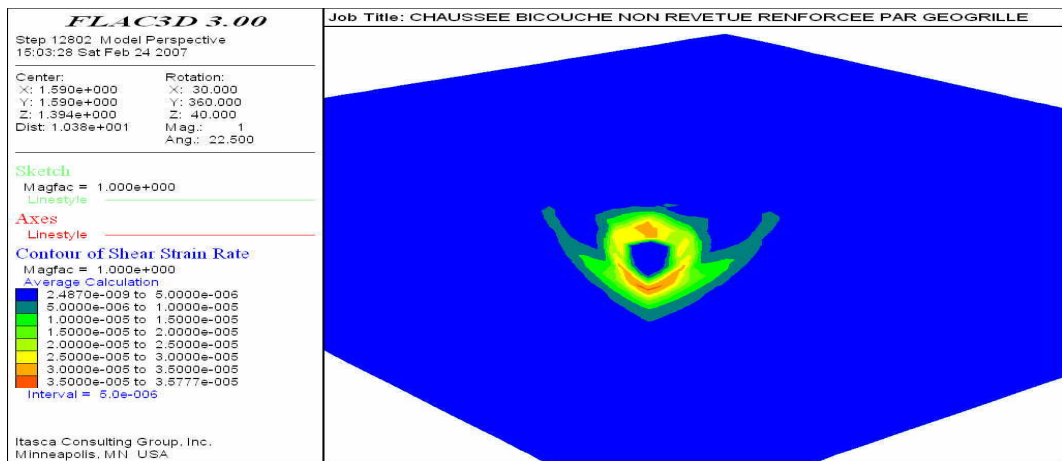


(b)

Figure 4.45 : Maillage déformé : (a) sans renforcement ; (b) avec renforcement



(a)



(b)

Figure 4.46 : Distribution des déformations maximales de cisaillement : (a) chaussée non renforcée ; (b) chaussée renforcée

4.3.5 Réponse Charge – Déplacement

Les résultats des simulations charge-déplacement sont présentés sur la figure 4.47 pour le cas des petites déformations et la figure 4.48 pour le cas des grandes déformations. Ces deux figures montrent des différences de comportement charge-déplacement entre les simulations 2D et les simulations 3D. Les pressions limites obtenues en 3D sont nettement supérieures à celles calculées en 2D. On remarque, comme il a été mentionné en 2D que ce n'est qu'au début du comportement plastique que les différentes courbes du 3D commencent à diverger. Par conséquent la présence du renforcement n'a aucune influence significative sur le comportement d'un bicouche dans un système élastique. Mais le renforcement joue un meilleur rôle quand le système est sujet à des déformations plastiques.

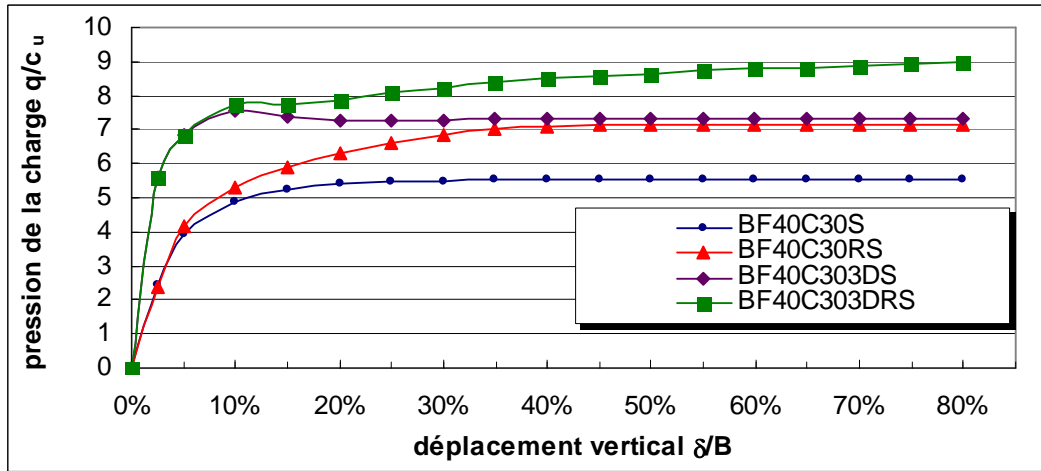


Figure 4.47 : Pression-Déplacement en petite déformation : comparaison entre le 2D et le 3D.

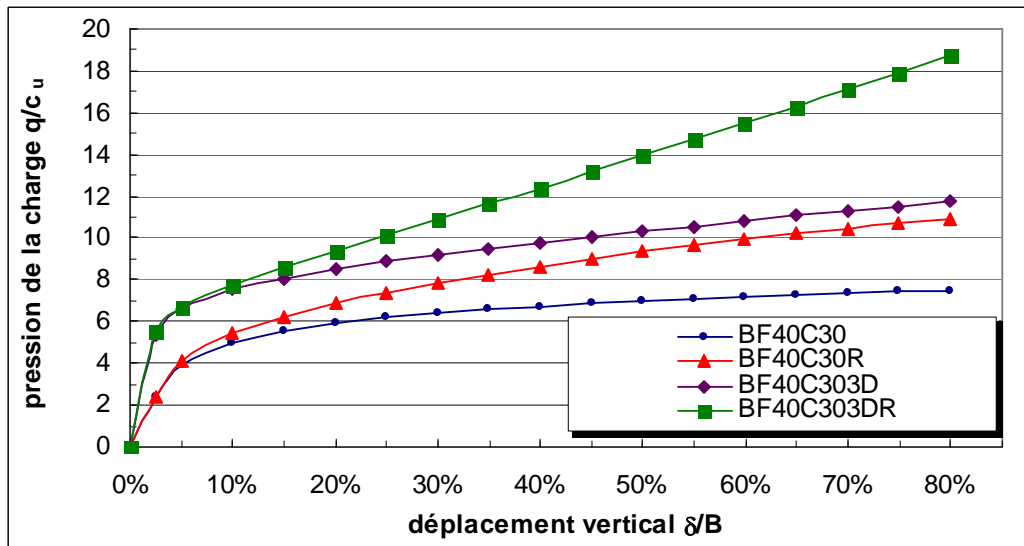


Figure 4.48 : Pression-Déplacement en grande déformation : comparaison entre le 2D et le 3D.

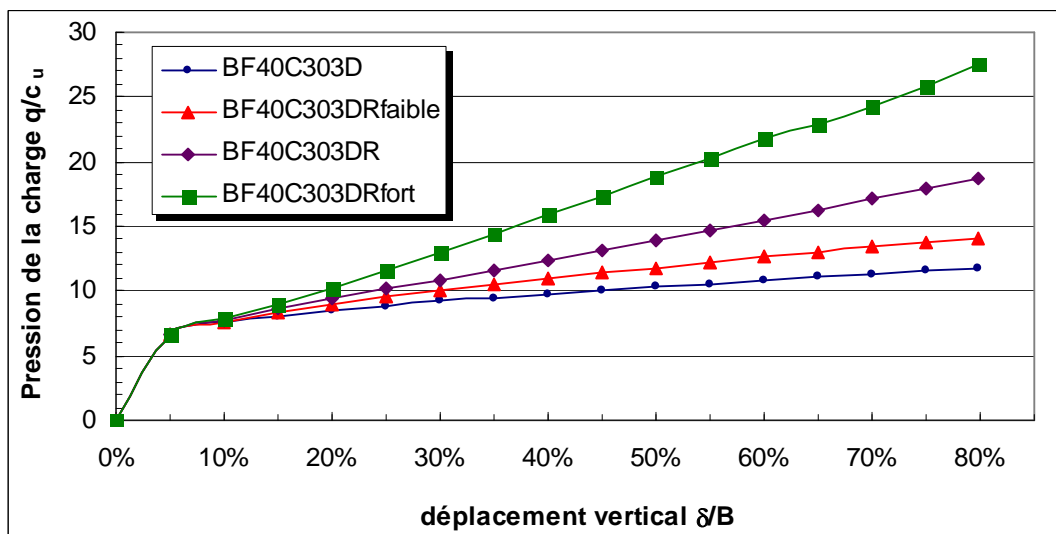


Figure 4.49 : Pression-Déplacement : influence de la raideur J de la géogrid.

4.3.6 Influence de la Raideur de la géogrid sur le comportement pression-déplacement

La figure 4.49 présente le comportement pression-déplacement pour quatre raideurs différentes, une raideur nulle qui correspond à une chaussée non renforcée, une raideur faible $J=39$ KN/m, une raideur centrale $J=392$ KN/m et une raideur forte $J=3920$ KN/m. On remarque, comme pour le 2D, que, dans la partie élastique, il n'y a aucune différence de comportement, mais dans la partie plastique il y a une évolution de la capacité portante avec l'augmentation de la raideur de la géogrid.

4.3.7 Comparaison des pressions limites 2D et 3D

Les simulations effectuées en bidimensionnel et en tridimensionnel sur, la variante centrale BF40C30 dont les propriétés des matériaux sont mentionnées dans le paragraphe 4.2.6 permettent de déterminer les pressions limites pour tous les cas possibles, avec ou sans renforcement, en petite ou grande déformation, ainsi que la prise en compte de la variation de la raideur de la géogrid. Ces résultats sont présentés sur le tableau 4.7 et sont commentés ci-dessous.

Tableau 4.7 : Synthèse comparative des résultats des simulation 2D et 3D : (a) Amélioration due au renforcement ; (b) Ratio des pressions limites 3D/2D ; (c) Influence de la variation de la raideur de la géogrid.

(a)

	Analyse bidimensionnelle				Analyse tridimensionnelle			
	Petite déformation		Grande déformation		Petite déformation		grande déformation	
	Non R	Renf.	Non R	Renf.	Non R	Renf.	Non R	Renf.
q/c_u	5.56	7.16	7.51	10.93	7.31	8.97	11.77	18.74
Amélioration due au Renforcement	+29%		+46%		+23%		+59%	

(b)

	Sans Renforcement				Avec Renforcement			
	Petite déformation		Grande déformation		Petite déformation		grande déformation	
	2D	3D	2D	3D	2D	3D	2D	3D
q/c_u	5.56	7.31	7.51	11.77	7.16	8.97	10.93	18.74
Ratio 3D/2D	+31%		+57%		+25%		+71%	

(c)

	Chaussées renforcées avec géogrid de raideur en KN/m				Amélioration apportée par le Renforcement		
	Sans Renf. J=0	Renf. faible J=39	Renf. moyen J=392	Renf. fort J=3920			
Type simulation	Pression limite q/c_u				Renf. faible	Renf. moyen	Renf. fort
2D	7.51	9.45	10.93	11.87	+23%	+46%	+58%
3D	11.77	14.11	18.74	27.48	+20%	+59%	+133%

Discussions :

La synthèse des pressions limites présentées sur le tableau 4.7 permet de faire les remarques suivantes :

- L'amélioration apportée par le renforcement est en petite déformation de 29% et 23% respectivement pour l'analyse en 2D et 3D. La même amélioration, en grande déformation est de 46% et 59% respectivement pour l'analyse en 2D et 3D.
- La pression limite tridimensionnelle est, dans tous les cas étudiés, plus importante que, la pression bidimensionnelle. L'augmentation relative des pressions limites 3D par rapport aux pressions 2D est de :
 - En petite déformation sans renforcement : 31% ;
 - En petite déformation avec renforcement : 25% ;
 - En grande déformation sans renforcement : 57% ;
 - En grande déformation avec renforcement : 71%.
- L'analyse numérique tridimensionnelle montre une sensibilité importante de la pression limite à l'augmentation de la raideur de la géogrid de renforcement. Contrairement à l'analyse bidimensionnelle qui avait montré qu'au-delà d'une certaine raideur $J=1000$ KN/m, la pression limite devenait invariante. En tridimensionnel, la pression limite reste croissante avec l'augmentation de la raideur et elle atteint avec $J=3920$ KN/m une pression de $27.48 c_u$ qui correspond à une amélioration due au renforcement de 133%.

CONCLUSION GENERALE

L'effet du renforcement du corps de chaussée routier sur sol de faible portance par géogrilles ou géotextiles est un phénomène complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels (tels que ABACUS, FLAC, PLAXIS,...) faisant intervenir des éléments de renforcements, des éléments d'interface et des modèles de comportement élasto-plastique avec des calculs en petite et en grande déformations.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche à l'aide des logiciels FLAC et FLAC-3D permet de dégager les conclusions suivantes :

- Les résultats des simulations montrent que l'amélioration de la portance par le renforcement n'est sensible que pour des chargements provoquant des déflexions importantes. Cette amélioration est proportionnelle à la raideur de la géogrigille.
- L'étude paramétrique sur l'influence de la raideur du renforcement permet de distinguer deux zones : une zone de faible raideur caractérisée par une forte sensibilité de la portance et une zone de forte raideur caractérisée par une sensibilité atténuante avec l'accroissement de la raideur. En effet, pour la variante centrale, l'augmentation de la raideur jusqu'à une valeur de 1000 KN/m montre une amélioration de 54%. Alors que, l'augmentation de la raideur de 1000 à 4000 KN/m n'indique qu'une amélioration de 3%. Cette étude explique les avis contradictoires dans la littérature sur ce point.
- En plus de ce qui vient d'être mentionné on a bien constaté que la tension maximale dans la géogrigille continue à augmenter proportionnellement avec la raideur sans contrepartie en capacité portante. Ce qui pose l'intérêt de l'étude du rapport raideur/capacité portante pour le choix d'une géogrigille optimale.
- Les simulations en grandes déformations témoignent plus d'amélioration de la portance et suivent mieux le comportement réel, mais souffrent des problèmes

d'instabilité numérique liés à la forte distorsion des éléments du maillage particulièrement pour les zones fortement sollicitées avec maillage raffiné.

- Les simulations en 3D montrent une amélioration de la portance du sol plus forte que les simulations en 2D. Ceci peut être lié à la différence de mode de rupture 3D par rapport au 2D et à la différence de modélisation de l'interface sol-renforcement.
- L'étude paramétrique sur l'influence de la longueur d'ancrage de la géogridde montre que la longueur du renforcement doit être seulement assez suffisante pour couvrir la surface du sol intéressée par les contraintes normales et de cisaillement ($L \sim B + D_f \tan \beta$) pour permettre au mécanisme de renforcement par interaction de cisaillement de se mobiliser. Cette remarque est en contradiction avec les règles habituelles qui recommandent d'ancrer la géogridde fortement au-delà de la surface de distribution de la charge.
- Mais ceci est bien concordant avec la distribution de l'effort de traction dans la géogridde qui est maximal immédiatement sous l'impact de la roue avec un pic au bord de cette dernière puis chute brusquement au-delà de la charge.
- L'étude paramétrique sur l'influence de la résistance du sol support montre une amélioration de la pression limite inversement proportionnelle à la cohésion non drainée du sol.
- Les simulations 2D et 3D ont bien permis de mettre en évidence le mécanisme de confinement (autoblocage) latéral de la couche de base, caractérisé par :
 - L'interaction entre la géogridde et la couche de base montrée par le développement de contraintes tangentielles importantes sur l'interface base-géogridde.
 - Réduction et amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation.
 - Réduction des contraintes de cisaillement dans le sol de fondation.

Par ailleurs et, en guise de faire la lumière sur tout le travail entrepris dans cette étude, il faut rappeler certaines remarques de la partie A consacrée à la bibliographie.

Les travaux expérimentaux dont certains ont été cités dans la bibliographie témoignent d'une amélioration certaine apportée par le géosynthétique de renforcement. Cette amélioration a été définie en termes de taux de rentabilité du trafic (TBR), indicatif d'une augmentation de la durée de vie de la structure de la chaussée, où les valeurs courantes de TBR se sont étalées entre 3 et 10, ou en termes d'équivalence de couche de base, où les réductions d'épaisseur de couche de base se sont étalées entre 22 et 50%. A comparer avec l'amélioration reflétée par les simulations et qui est de l'ordre de 45% en 2D et 60% en 3D.

Cependant comme il a été déjà mentionné, les résultats expérimentaux pris par eux-mêmes sont insuffisants pour le développement d'un procédé reconnu de conception dû aux nombreuses variables dépendantes influant le problème.

En ce qui concerne les méthodes analytiques des différents auteurs cités dans la bibliographie, elles ont été fondées sur des hypothèses simples qui peuvent être discutées comme suit :

- L'hypothèse qui consiste à considérer une résistance non drainée du sol support s'avère être pertinente car elle reflète effectivement les conditions du sol et des charges mobiles rapides.
- La distribution des contraintes selon un angle prédéterminé ou selon le modèle de Boussinesq peut être critiquée, car elle est en contradiction avec les résultats de ce présent mémoire qui montrent que la distribution des contraintes verticales est très compliquée et l'angle β est une fonction à plusieurs variables (résistance du sol, raideur de la géogrid, etc.) A titre indicatif β passe dans notre étude de 51° à 37° lorsque c_u passe de 30 à 60 kpa.
- Houlsby et Jewel (1990) fondent leur théorie sur le principe que le géosynthétique reprend toutes les contraintes de cisaillement transmises par la charge de la roue pour ne retransmettre au sol que des contraintes verticales. Notre étude montre que ceci n'est pas tout à fait vrai, car les contraintes sous la géogrid sont bien réduites mais non nulles.
- L'hypothèse qui consiste à prendre $N_c = 3.14$ pour une chaussée non renforcée, s'avère en accord avec les simulations en petite déformation où on a trouvé un $N_c = 3.1 c_u$. Les simulations en grande déformation montrent un N_c de l'ordre de 3.7 à $4 c_u$. Ce qui

donne une marge de sécurité aux méthodes analytiques dans le cas des chaussées non renforcées.

- Les méthodes analytiques, considèrent pour les chaussées renforcées, un facteur de portance N_c égal 5.14 à 6.0 selon les auteurs et le type de renforcement. Ce premier point est confirmé par les simulations où il a été montré que la contrainte verticale à l'axe était légèrement supérieure à la contrainte limite de la semelle filante ancrée de la profondeur de la couche de base (on a trouvé pour la variante centrale, σ à l'axe égale à $5.7 c_u$ pour q_{lim} égale à $5.31c_u$). Le deuxième point relatif à l'hypothèse de distribution uniforme des contraintes verticales n'est pas vérifié par les simulations car ces dernières montrent que la contrainte moyenne applicable sur la surface concernée par la distribution de contraintes est bien inférieure à la contrainte trouvée à l'axe et elle ne représente que 70 à 80% de cette dernière.

A la lumière des remarques relatives aux méthodes analytiques, nous pouvons constater la difficulté qu'il y a à formuler une méthode analytique rigoureuse. Conscients certainement de cette difficulté, Giroud et Han (2004) ont mis au point une méthode qui peut être qualifiée de pseudo analytique voire empirique puisque tous les coefficients de leur méthode ont été calés avec des essais grandeur nature.

En conclusion, il est évident que les formulations numériques sont mieux placées pour aborder de tels problèmes complexes et le recours à des essais expérimentaux complète utilement les résultats numériques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO**, *Guide for design of pavement structures*, Washington, D.C, 1993.
- Austin, D. N., and Coleman, D. M.**, “A field Evaluation of Geosynthetic-Reinforced Haul Roads Over Soft Foundation Soils,” *Proceedings of the conference Geosynthetics, British Columbia, Canada, vol. 1*, pp. 65-80, 1993.
- Barenberg, E. J., Hales, J., and Dowland, J.** “Evaluation of Soil-Aggregate Systems with MIRAFI Fabric,” University of Illinois Report No. UILU-ENG-75-2020, prepared for Celanese Fibers Marketing Company, 1975.
- Barksdale, R., Robnett, Q., Lai, J., and Zeevaert-Wolff, A.**, “Experimental and Theoretical Behavior of Geotextile Reinforced Aggregate Soil Systems,” *Second International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, Nevada, pp. 375-380, 1982.
- Barksdale, R.D., Brown, S.F. and Chan, F.**, “*Potential Benefits of Geosynthetics in Flexible Pavement Systems*”, National Cooperative Highway Research Program Report No. 315, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, USA, 56 p., 1989.
- Bearden, J. and Labuz, J.**, Fabric for Reinforcement and Separation in Unpaved Roads – Final Report, Minnesota Department of Transportation, St. Paul, Minnesota, p 51, 1998.
- Benmebarek, S.**, “ Cours de Rhéologie ”. Université de Biskra, 2005.
- Boidy, E.**, “Modélisation numérique du comportement des cavité souterraines”, partie II Développements numériques des lois constitutives, pp 95-143, thèse de Doctorat, université de Grenoble, France, 2002.
- Brocklehurst, C. J.**, “Finite Element Studies of the Mechanics of Reinforced and unreinforced two-layer soil systems”, D. Phil. Thesis, University of Oxford, UK. 1993.
- Burd, H.J. and Houlsby, G.T.**, “A Large Strain Finite Element Formulation for One Dimensional Membrane Elements”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 2, No. 1, pp. 3-22, 1986.
- Burd, H. J.**, “ A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road ”, D. Phil. Thesis, University of Oxford, UK. 1986.
- Burd, H. J., and Brocklehurst, C. J.** “Finite Element Studies of the Mechanics of Reinforced Unpaved Roads,” *Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema*, Vol. 1, The Hague, Netherlands, pp. 217-221, 1990.

Burmister, D. M. , “Evaluation of pavement systems of the WASHO road test by layered systems method.” *Bulletin 177*, Highway Research Board, 26–54, 1958.

Collin, J.G., Kinney, T.C. and Fu, X., “Full Scale Highway Load Test of Flexible Pavement Systems With Geogrid Reinforced Base Courses”, *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 4, pp. 537-549, 1996.

Cox, A. D., Eason, G., and Hopkins, H. G. , “Axially symmetric plastic deformations in soils.” *Philos. Trans. R. Soc. London, Ser. A* 254,1036,, 1–45, 1961.

CTTP / MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS “ Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves ”, Algérie 11/2000.

Das, B.M., Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition, Brooks/Cole Publishing Company, Pacific Grove, Ca, 1999.

De Groot, M., Janse, E., Maagdenberg, T.A.C. and Van Den Berg, C., “Design method and guidelines for geotextile application in road construction,” *Proc. 3rd International Conference on Geotextiles*, Vienna, Austria, pp. 741-746, 1986.

Dondi, G., “Three-Dimensional Finite Element Analysis of a Reinforced Paved Road,”*Proc. Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Topics*, Vol. 1, pp. 95-100, 1994.

Eason, G., and Shield, R. T., “The plastic indentation of a semi infinite solid by a perfectly rough circular punch.” *Z. Angew. Math.Phys.*, 11, 33–43, 1960.

Erickson, H., and Drescher, A. “ The use of geosynthetics to reinforce low volume roads ”, Final report, university of Minnesota, 2001.

Fannin, R. J., “Geogrid reinforcement of granular layers on soft clay” *D.Phil. Thesis, University of Oxford, UK*, 1986.

Fannin, R.J., and O. Sigurdsson. Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics. *American Society of Civil Engineers Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7): 544–553, 1996.

FLAC – Fast Lagrangian analysis of continua, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, 2000.

Gabr, M., “Cyclic plate loading tests on geogrid reinforced roads.” *Research Rep. to Tensar Earth Technologies, Inc.*, NC State Univ, 2001.

Geosynthetic Materials Association. Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base/Subbase Courses of Pavement Structures. GMA White Paper II, prepared for AASHTO Committee 4E, 176 p, 2000.

Giroud, J. P., and Noiray, L. “Geotextile Reinforced Unpaved Road Design,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT9, pp. 1233-1254, 1981.

- Giroud, J. P., Ah-Line, C., and Bonaparte, R.**, “Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids.” *Polymer grid reinforcement*, Thomas Telford Limited, London, 116–127, 1985.
- Giroud, J. P., and Han, J.** “Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I: Development of design method.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(8), 775–786, 2004.
- Giroud, J. P., and Han, J.** “Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. II: Calibration and applications.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(8), 787–797, 2004.
- Gourc, J. P., Perrier, H., and Riondy, G.**, “Unsurfaced Roads on Soft Subgrade : Mechanism of Geotextile Reinforcement.” *Proceedings of the Eighth European Conference on Soil, Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, Finland, vol. 2., pp. 495–498, 1983.
- Hammitt, G. M.**, “Thickness requirement for unsurfaced roads and airfields, bare base support, Project 3782-65.” *Technical Rep.S-70-5*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE,Vicksburg, Miss, 1970.
- Haas, R., Walls, J. and Carroll, R.G.**, “Geogrid Reinforcement of Granular Bases in Flexible Pavements”, *Transportation Research Record* 1188, pp. 19-27, 1988.
- Holtz R.D.**, Geosynthetics for soil reinforcement 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November 2001.
- Houlsby, G. T., and Jewell, R. A.** “Design of Reinforced Unpaved Roads for Small Rut Depths,” *Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Products*, Balkema, Vol. 1, The Hague, Netherlands, pp. 171-176, 1990.
- JEUFFROY M.**, “Conception et Construction des chaussées tome 1 les véhicules, les sols, le calcul des structures ”. Editions Eyrolles 1978.
- Knapton, J., and Austin, R. A.**, “Laboratory testing of reinforced unpaved roads.” *Earth reinforcement*, H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 615–618, 1996.
- Lekhnitskii, S. G.** *Theory of Elasticity of an Anisotropic Body*. Moscow: Mir Publishers, 1981.
- Love, J. P.**, “Model testing of geogrids in unpaved roads ”, D. Phil. Thesis, University of Oxford, UK. 1984.
- Maxwell, S., Kim, W., Edil, T.B. and Benson, C. H.**, “Effectiveness of geosynthetics in stabilizing soft subgrades ”, final report university of Wisconsin-Madison, 2005.
- Milligan, G. W. E., Jewell, R. A., Houlsby, G. T., and Burd, H. J.**, “A new approach to the design of unpaved roads—Part I.” *Ground Eng.*, 22,3,, 25–29, 1989a.

Milligan, G. W. E., Jewell, R. A., Houlby, G. T., and Burd, H. J., “A new approach to the design of unpaved roads—Part II.” *Ground Eng.*, 22,8,, 37–42, 1989b.

Perkins, S.W. and Ismeik, M., “A Synthesis and Evaluation of Geosynthetic-Reinforced Base Layers in flexible Pavements: Part I,” *Geosynthetics International*, Vol. 4, No. 6, pp. 549-605, 1997.

Perkins, S.W. and Ismeik, M., “A Synthesis and Evaluation of Geosynthetic-Reinforced Base Layers in flexible Pavements: Part II,” *Geosynthetics International*, Vol. 4, No. 6, pp. 605-621, 1997.

Perkins, S. W., “Geosynthetic reinforcement of flexible pavements: Laboratory based pavement test sections.” *Final Rep., FHWA/MT-99-001/8138*, 140 pp, 1999.

SETRA/LCPC “Conception et Dimensionnement des structures de chaussée”, Guide technique, FRANCE 12/1994.

Steward, J.E., Williamson, R., and Mohny, J., “Guidelines for the use of Fabrics in Construction of low – Volume Roads, Report N° FHWA – IS – 78 – 205”, Pacific Northwest Region Forest Service, US. Departement of Agriculture, Washington, DC, USA, 172 p., 1977.

Tenax. Design of unpaved roads with Tenax geogrids. Tenax Technical Note, 2001.

The Tensar Corporation . Design Guideline for Flexible Pavement with Tensar Geogrid Reinforced Base courses. Tensar Technical Note (TTN:BR96), 77 p, 1996.

The Tensar Corporation. A Review of Geosynthetic Functions and Applications in Paved and Unpaved Roads. Tensar Technical Note (TTN:BR11), 45 p, 1998.

The Tensar Corporation. A Review of Geosynthetic Functions and Applications in Paved and Unpaved Roads. Tensar Technical Note (TTN:BR11), 45 p, 1998.

Wathugala, G.W., Huang, B., and Pal, S., “Numerical Simulation of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements,” *Transportation Research Record*, No. 1534, pp. 58-65, 1996.

Webster, S.L., “*Geogrid Reinforced Base Courses For Flexible Pavements For Light Aircraft, Test Section Construction, Behavior Under Traffic, Laboratory Tests, and Design Criteria*”, Technical Report GL-93-6, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA, 86 p, 1993.