

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF –M'SILA
Faculté de Technologie
Département de Génie civil

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option : **Géotechnique**

Thème

**Modélisation Numérique du Renforcement du Corps
de Chaussée par Géosynthétique**

SOUTENUE LE

Réalisé par
Belhout Said
Djhaich Imad eddine

Proposé et dirigé par
DR.Berrabah Fouad
DR.Tallah Naoui

REMERCEMENTS

Nous remercions notre Dieu qui a donné le courage et la volonté poursuivre nos études, ainsi que nos parents qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements et le plus grand respect à notre promoteur M.Fouad Berrabah pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire son aide par maîtrise de l'usage du code Plaxis et, prodigué de précieuses orientations et conseils.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail et de nous avoir .

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la mise en œuvre de ce travail.

RESUMÉ

L'utilisation des géotextiles de renforcement et des géogrilles est devenue très répandue dans le domaine de Génie civil (terrassment, 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 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. Une application numérique a été faite sur la route non revêtue renforcée traversant Sebkhah du Chott El Hodna. Les simulations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS visent l'amélioration de la portance du sol support et les déformations du corps de chaussée.

Mots clés : Modélisation numérique, chaussée, renforcement, géosynthétique.

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. A numerical application was made on the reinforced unpaved road crossing Sebkhah of Chott El Hodna. Numerical simulations using software PLAXIS aim at the improvement of the bearing capacity of the ground support and the deformations of the roadway.

Key words: Numerical modelling, roadway, reinforcement, geosynthetic.

ملخص

أصبح استعمال جيوتكستيل التدعيم و الجيوغريد واسع الانتشار في مجال الهندسة المدنية (الأعمال الترابية، بناء الطرق و السكك الحديدية و المطارات و جدران الإسناد و المنحدرات الحادة). توفر مواد التدعيم حولا اقتصادية موجهة نحو المستقبل. إن الندرة العامة في الأراضي القابلة للبناء و التعليمات الخاصة بحماية البيئة تقود إلى الإجراءات الخاصة بالبناء على أراضي صعبة. و تحسن المواد المركبة (تربة-جيوتكستيل أو جيوغريد) في مقاومة الحمولات و تقلص من حجم و مساحة المنشأ.

موضوع البحث الحالي يهتم بالمحاكاة الرقمية لتحسين سعة حمولة جسم الطريق المدعم الذي يستند على أرضية ذات حمولة ضعيفة. تم عمل تطبيق رقمي على الطريق المسلح غير المعبد الذي يعبر سبخة شط الحضنة.

المحاكاة الرقمية باستعمال برنامج PLAXIS تهدف إلى تحسين سعة حمولة الأرضية الحاملة لقارعة الطريق و كذا التحسين من تشوهات جسم قارعة الطريق.

الكلمات المفتاحية : نمذجة رقمية ، قارعة الطريق، تدعيم ، جيوسينتيتيك.

SOMMAIRE

NOTATIONS	I
LISTE DES FIGURES	II
LISTE DES TABLEAUX.....	V
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : Renforcement des chaussées par les géosynthétiques	4
1.1. Introduction	5
1.2. Notions sur les chaussées.....	5
1.2.1. Types des chaussées.....	5
1.2.1.1. Chaussées souples	6
1.2.1.2. Chaussée semi-rigides	8
1.2.1.3. Chaussées rigides	8
1.2.2. Structure de chaussée	9
1.2.3. Constitution d'une chaussée.....	9
1.2.3.1. Sol support ou la partie supérieure des terrassements	10
1.2.3.2. Couche de forme	11
1.2.3.3. Plate-forme support de chaussée (PF)	12
1.2.3.4. Couche d'assise	12
1.2.3.5. Couche de surface	13
1.2.4. Dimensionnement du corps de chaussée	13
1.2.5. Caractéristique de chargement.....	13
1.2.6. Caractéristique géotechnique.....	14
1.3. Notion sur les géosynthétique	14
1.3.1. Définition.....	15
1.3.2. Types des géosynthétique	15
1.3.3.1. Géogrille.....	15
1.3.3.2 Géotextiles	16
1.3.3.3. Géomembranes	17
1.3.3.4. Géocomposites.....	18
1.3.3.5. Géofilets	18
1.3.3.6. Géosynthétiques bentonitiques	18
1.3.4. Principales fonctions des géosynthétiques	19

1.3.4.1. Séparation.....	20
1.3.4.2. Filtration.....	20
1.3.4.3. Barrière (étanchéité).....	20
1.3.4.4. Drainage.....	20
1.3.4.5. Protection.....	20
1.3.4.6. Contrôle de l'érosion de surface.....	20
1.3.4.7. Renforcement.....	20
1.3.4.8. Relaxation de contrainte.....	21
1.5. Utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues.....	21
1.5.1. Choix des fonctions des géosynthétiques.....	22
1.6. Influence du géosynthétique sur la capacité portante.....	23
1.7 Conclusion.....	24
CHAPITRE 2 :Mécanismes de renforcement et méthodes de calcul analytiques	
.....	25
2.1. Introduction.....	26
2.2. Mécanisme des renforcement.....	26
2.2.1. Mécanisme de confinement (auto blocage)latéral de la couche de base	26
2.2.2. Mécanisme de surface de rupture modifiée et Augmentation de la	
capacité portante.....	27
2.2.3. Mécanisme de Membrane Tendue.....	28
2.3. Methodologie de conception des chaussées.....	29
2.3.1. Méthode de Giroud et Noiray :.....	29
2.3.1.1. Présentation de la méthode :.....	29
2.3.1.2. Calcul de l'épaisseur de la couche de base.....	34
2.3.1.3. Etapes effectives de conception des routes non revêtues par la	
méthode de Giroud et Noiray.....	38
2.3.1.4. Extension de la méthode de Giroud et Noiray (1981) au	
Renforcement des routes non revêtues par géogrilles.....	39
2.3.2. Méthode de Giroud et Han.....	40
2.3.2.1. Présentation de la méthode.....	40
2.3.2.2. Paramètres de Conception.....	41
2.3.2.3. Élaboration de la méthode de conception.....	45
2.3.2.4. Facteur de Capacité Portante.....	46

B. Routes Non Revêtues Renforcées	47
Capacité Portante. Cas Limites	49
2.3.2.5. Influence des paramètres sur l'angle de distribution des contraintes	49
2.3.2.6. Développement des équations de conception	51
2.4. Conclusion	54
Chapitre 3:Modèle de comportement et l'outil numérique utilisé	56
3.1. Introduction	57
3.2. Présentation de PLAXIS	57
3.2.1. Programme d'entrée de données (Input)	57
3.2.1.1. Réglages généraux	57
3.2.1.2. Type de modèle (Model)	58
3.2.1.3. Elements (Elements)	58
3.2.1.4. Gravité et accélération	60
3.2.1.5. Unités	60
3.2.1.5. Dimensions	60
3.2.1.6.Grille	60
3.2.2. Géométrie	60
3.2.3. Eléments de géogrille	61
3.2.4. Interfaces	61
3.2.4.1.Résistance d'interface (Ri nter)	61
3.2.4.2.Rigide (Rigid)	63
3.2.4.3.Manuel (Manual)	63
3.2.4.4. Épaisseur réelle de l'interface (Real interface thickness) (δ_{inter}) .	64
3.2.4.5. Programme de calcul (Calculations)	65
3.3.Lois de comportement utilisées dans PLAXIS	65
3.3.1. Modèle de Mohr-coulomb	65
3.3.1.1. Module de Young	66
3.3.1.2. Coefficient de poisson	67
3.3.1.3. Angle de frottement	67
3.3.1.4. Cohésion	67
3.3.1.5. L'angle de dilatance	68

3.3.1.6. Paramètres avancés	68
3.4. Conclusion	69
Chapitre 4:Modélisation numérique du corps de chaussée renforcé par géosynthétique.....	69
4.1. Introduction	70
4.2. Présentation du cas étudié	70
4.3. Analyse analytique.....	74
4.4. Modélisation numérique	76
4.5. Résultats des simulations numériques	78
4.5.1. Réponse Charge – Déplacement	80
4.5.2. Déformé et forces de traction dans le renforcement.....	81
4.5.3. Contraintes agissant sur l’interface sol–base	82
4.6. Etude Paramétrique	84
4.6.1. Influence de la cohésion non drainée, c_u	84
4.6.2. Influence de la rigidité axiale, EA	84
4.6.3. Influence de l’épaisseur de couche de base.....	86
4.6.4. Influence du nombre des nappes de géosynthétique.....	89
4.7. Conclusion	91
CONCLUSION GENERALE.....	95
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	97
ANNEXE.....	100

NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent de 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

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Type des chaussées souples	7
Figure 1.2: Chaussée revetue: (a) non renforcé ; (b)renforcé	7
Figure 1.3: Chaussée non revetue : (a) non renforcé ; (b) renforcé.....	8
Figure 1.4: Structure type d'une chaussée semi-rigides.....	8
Figure 1.5: Structure d'une chaussée rigides	9
Figure 1.6: Coupe transversale d'une chaussée	10
Figure 1.7: Pose de nappe de géogridde directement sur le sol	16
Figure 1.8: Pose de nappe de Géotextil directement sur le sol.....	17
Figure 1.9: Pose de Géomembrane directement sur le sol	18
Figure 1.10: Géosynthétique bentonitiques	19
Figure 1.11: principales fonctions des géosynthétique.....	19
Figure 2.1: Mécanisme de Confinement (autoblocage) latéral de la couche de base.	27
Figure 2.2: Surface de Rupture Modifiée et Augmentation de la capacité portante....	27
Figure 2.3: Membrane tendue	28
Figure 2.4: cinématique de route non revetue avec géotextile	31
Figure 2.5: Diagramme de «l'effet membrane» du renforcement géotextile et forme du géotextile déformé	31
Figure 2.6: Surface de contact de pneu pour pneus jumelés, et surface de contact équivalente utilisée par Giroud et Noiray (1981).	32
Figure 2.7 : Distribution de la charge de la roue par la couche	32
Figure 2.8: Zone Plastique	33
Figure 2.9 : Essieu du véhicule et surface de contact	42
Figure 3.1: Fenêtre de réglage généraux.....	58
Figure 3.2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	59
Figure 3.3: fenêtre de réglage généraux (onglet et dimensions)	59
Figure 3.4: Position des nœuds et des points de contrainte sur les éléments de géogridde à 3 nœuds et à 5 nœuds.a	61
Figure 3.5: Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet Interfaces)	63
Figure 3.6: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	66
Figure 3.7: Définition du module à 50% de la rupture	67
Figure 3.8: Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb	69
Figure 4.1: Situation du cas étudié	71
Figure 4.2: Etat de surface du tracé	71
Figure 4.3: Illustration de la forte portance du sol de sebkha à l'état sec	72
Figure 4.4: Illustration de la faible portance du sol de sebkha saturé sans géotextile.	72

Figure 4.5 : Caisse des sondages carottés	73
Figure 4.6: Résultat typique du pénétromètre statique	73
Figure 4.7: Visualisation des difficultés de mise en place de la première couche du remblai sans géotextile.....	74
Figure 4.8: Pose de la deuxième couche du remblai	74
Figure 4.9: Mécanisme de rupture sous la semelle filante (la roue).....	75
Figure 4.10: Géométrie de la route non revêtue renforcée par géosynthétique sur sol mou	76
Figure 4.11: Maillage d'éléments finis de la géométrie	77
Figure 4.12: Géométrie déformée (échelle réelle) : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée	79
Figure 4.13: Vecteurs de déplacement (échelle réelle) : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée.....	80
Figure 4.14: Points plastiques: (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée	80
Figure 4.15: Effet du renforcement sur l'amélioration de la capacité portante	81
Figure 4.16: Forces de traction dans le renforcement	82
Figure 4.17: Déformations verticales dans le renforcement.....	82
Figure 4.18: Contraintes tangentielles agissant sur l'interface d'une chaussée non revêtue.....	83
Figure 4.19: Contraintes normales agissant sur l'interface d'une chaussée non revêtue	83
Figure 4.20: Influence de la cohésion non drainée, C_u , sur l'amélioration de la capacité portante	84
Figure 4.21: Influence de la rigidité axiale du renforcement sur la capacité portante	85
Figure 4.22: Influence de la rigidité axiale, EA , sur l'amélioration de la capacité portante.	85
Figure 4.23: Influence de la rigidité axiale, EA sur la force de traction maximale dans le renforcement	86
Figure 4.24: Géométrie de la route non revêtue d'épaisseur $H = 0.6$ m renforcée par géosynthétique sur sol mou.....	87
Figure 4.25: Points plastiques: Chaussée d'épaisseur $H = 0.6$ m ; (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée	87
Figure 4.26: Influence de l'épaisseur de la couche de base sur la capacité portante... 88	
Figure 4.27: Influence de la rigidité axiale, EA , sur l'amélioration de la capacité portante pour les deux épaisseurs $H = 0.3$ m et $H = 0.6$ m.	88
Figure 4.28: Influence de la rigidité axiale, EA , sur la capacité portante pour une épaisseur de $H = 0.6$ m.....	89
Figure 4.29: Géométrie de la route non revêtue d'épaisseur $H = 0.6$ m renforcée par géotextile et géogrille sur sol mou	89

Figure 4.30: Points plastiques: Chaussée d'épaisseur $H = 0.6$ m renforcée par géotextile et géogrille..... 90

Figure 4.31: Influence du nombre des nappes de géosynthétique sur la capacité portante 90

Figure 4.32: Influence du nombre des nappes de géosynthétique sur l'amélioration de la capacité portante 91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Module de calcule descriptif de la plate-forme support de chaussée	12
Tableau 1.2: Identification des fonctions des géosynthétique (adapté de Gisbert(2015))	21
Tableau 1.3: Fonction primaire du géosynthétique dans la construction des routes non revetues basant sur la valeur de CBR (Shukla et Yin 2010).....	22
Tableau 1.4: Facteurs de capacité portante pour les routes non revetues (Steward et Al 1977)	23
Tableau 2.1 : . Epaisseur de zone plastique dans le sol de fondation pour une couche d'agrégat d'épaisseur 0.15 m	30
Table 4.1: Effet du renforcement sur l'épaisseur d'une chaussée non revêtue (résultats du programme).....	75
Tableau 4.2: Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb utilisés dans l'analyse par éléments finis	78
Tableau 4.3: Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de EA.....	92
Tableau 4.4: Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de C_u	93
Tableau 4.5: Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de H	93
Tableau 4.6: Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de N	94

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le renforcement des chaussées non revêtues sur sol mou par géosynthétique constitue une avancée technologique majeure dans le domaine de l'ingénierie géotechnique et des infrastructures routières. Les sols mous, tels que les sols argileux, limoneux ou marécageux, présentent des défis considérables pour la construction de routes en raison de leur faible capacité portante et de leur tendance à se déformer sous les charges. Les chaussées non revêtues construites sur de tels sols sont particulièrement susceptibles de subir des dégradations rapides, comme l'orniérage, le tassement différentiel et la perte de portance, ce qui entraîne des coûts d'entretien élevés et des interruptions fréquentes de trafic.

L'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement de ces chaussées offre une solution efficace et durable pour surmonter ces défis. Les géosynthétiques, qui incluent les géotextiles, les géogrilles, les géomembranes et les géocomposites, sont des matériaux polymériques spécialement conçus pour améliorer les propriétés mécaniques des sols et des structures.

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.

Les mécanismes de renforcement offerts par les géosynthétiques dans les chaussées non revêtues sont variés et se complètent mutuellement. La répartition des charges, le confinement latéral, la séparation, le renforcement en tension, la filtration et le drainage, l'augmentation de la résistance au cisaillement, la réduction de l'épaisseur des couches de base, et la prévention du poinçonnement sont tous des mécanismes essentiels qui permettent d'améliorer la performance des chaussées non revêtues. Ces mécanismes contribuent à prolonger la durée de vie des infrastructures routières, à augmenter leur capacité portante et à réduire les coûts d'entretien et de réparation, rendant ainsi les géosynthétiques indispensables dans la construction et la maintenance des routes sur sols de faible portance.

Notre problème peut être posé comme la détermination de l'effet du renforcement des chaussées non revêtues par géosynthétique sur l'amélioration de leur capacité portante à travers une étude paramétrique. Cette analyse vise à évaluer quantitativement et qualitativement comment les différents paramètres influencent les performances structurales des chaussées construites sur des sols de portance variable, en particulier les sols mous.

Le présent mémoire est scindé en quatre chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse sur le renforcement des chaussées par géosynthétique.

Il sera présenté dans ce chapitre : des notions sur les chaussées, renforcés ou non ; notions sur les géosynthétiques ; les avantages d'utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtus.

Le deuxième chapitre sera consacré aux mécanismes de renforcement et méthodes de calcul analytiques pour la conception des chaussées avec ou sans renforcement. Deux méthodes de conception, seront présentées et discutées.

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

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

Le problème sera étudié en deux dimensions avec PLAXIS 2D. 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 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 de la chaussée, le sol support et le géosynthétique sur l'amélioration de la capacité portante fera l'objet d'une étude paramétrique qui concernera :

- Résistance au cisaillement non drainée c_u ;
- Rigidité axiale ou raideur du renforcement ;
- Epaisseur de la couche de base ;
- Nombre et type du renforcement.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises sera discuté.

CHAPITRE 1 :
Renforcement des chaussées par les
géosynthétiques

1.1. Introduction

Dans ce chapitre nous représenterons les éléments essentiels qui composent une chaussée renforcée. Nous rappellerons les notions essentielles relatives aux chaussées revêtues, avec ou sans renforcement. Nous allons présenter les différents types de géosynthétique tels que (géotextile, géogrille, géocomposite, géomembrane, etc..) avec une mise en lumière de leurs fonctions principales. Nous exposons également les bénéfices d'utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues.

1.2. Notions sur les chaussées

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol tassé (dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme.

Les structures des chaussées constituent des ensembles très complexes, ceci est dû essentiellement à un ensemble de variables qui interagissent et influencent aussi bien la conception que les performances des chaussées (Rioux, 1993).

Chaque couche composant la structure de chaussée joue un rôle déterminant sur les performances ultérieures. Les matériaux constitutifs des différentes couches doivent présenter des propriétés leur permettant d'être aptes à assurer le rôle respectif de chaque couche.

La structure de chaussée sera établie selon ses propriétés. Bien que le sol support, qui constitue l'infrastructure d'une chaussée, ne soit pas souvent considéré comme une couche, ses caractéristiques influencent la conception d'une chaussée.

1.2.1. Types des chaussées

Une route est une structure complexe composée de plusieurs couches qui reposent sur l'infrastructure, soit la sous-fondation, la fondation et le revêtement. Les caractéristiques et les interactions entre ces couches influencent le comportement et la durée de l'ouvrage. La chaussée est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

Il est d'usage de distinguer les chaussées souples et les chaussées rigides (Yoder et Witczak, 1975). Les chaussées souples sont constituées d'un empilage de matériaux pierreux ou graveleux recouverts d'un revêtement en béton bitumineux. Les chaussées rigides sont constituées d'un ensemble de dalles de béton ou d'une dalle continue. La différence essentielle entre les deux types de chaussées réside dans la distribution des charges appliquées sur le sol support. Les chaussées dites composites ou mixtes combinent à la fois des composantes

rigides et flexibles, telle une surface de roulement en béton bitumineux appliquée sur une dalle en béton.

1.2.1.1. Chaussées souples

Les chaussées souples sont en général constituées de bas en haut, de trois couches différentes de matériaux de qualité croissante : la couche de sous fondation, la couche de fondation et la couche de roulement.

Les deux premières constituent l'assise ou le corps de chaussée. Une couche drainante ou anticontaminante peut être interposée entre le sol support et la sous fondation. Haas (1997) a identifié plusieurs catégories de chaussées souples qui sont utilisées en Amérique du Nord. La chaussée souple, dite conventionnelle, est la plus répandue au Canada; cette structure consiste en une couche de roulement en enrobé bitumineux, reposant sur des couches de fondation et de sous fondation granulaire. Les couches de fondation et de sous fondation peuvent être constituées par des matériaux stabilisés ou liés. D'autres catégories de chaussées souples sont aussi utilisées: les chaussées souples pleine profondeur «appelées aussi chaussées souples toute épaisseur et chaussées souples profondes «ou chaussées souples grande épaisseur». Les premières regroupent les structures où des mélanges bitumineux sont employés pour toutes les couches audessus du sol support, à l'exception d'une couche de nivellement granulaire perméable posée sur le sol. Les secondes regroupent les structures où le revêtement et la couche de fondation sont en enrobé bitumineux. Les trois catégories de chaussées souples sont illustrées à la figure 1.1. Il existe aussi une autre catégorie de chaussées souples couramment utilisées pour les chaussées à faible trafic, il s'agit des chaussées où le revêtement est un simple enduit superficiel de 15 à 20 mm d'épaisseur, dans ce cas particulier le revêtement ne joue qu'un rôle de tapis d'usure et d'étanchéité

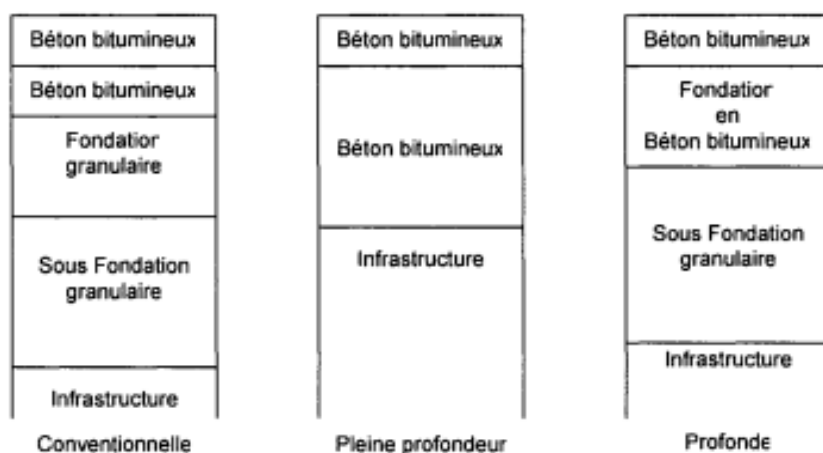


Figure 1 .1: Type des chaussées souples

Le rôle cette type des chaussées 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 (1.2) et (1.3) ci-après présentent respectivement une coupe de chaussée revêtue (renforcée ou non renforcée) du type chaussée permanente et une coupe de chaussée non revêtue (renforcée ou non renforcée) du type chaussée provisoire ou piste d'accès.

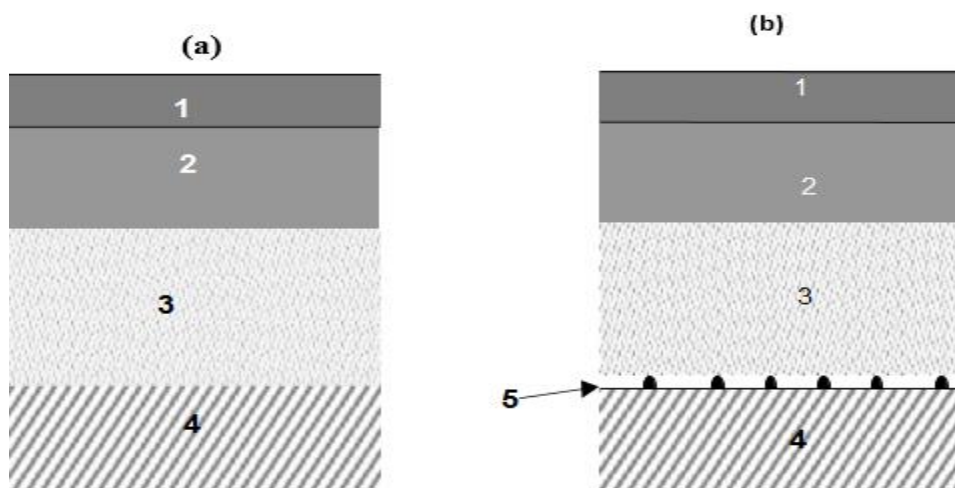


Figure 1.2: Chaussée revêtue: (a) non renforcé ; (b)renforcé

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)

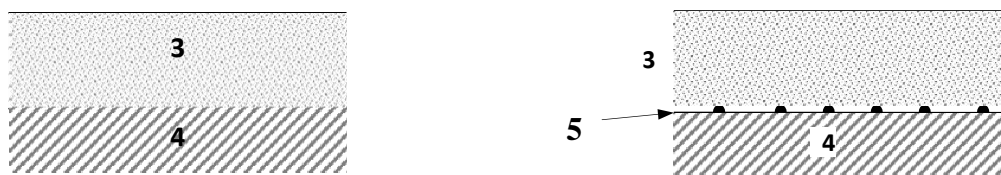


Figure 1.3: Chaussée non revetue : (a) non renforcé ; (b) renforcé

- 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)

1.2.1.2. Chaussée semi-rigides

Ce sont des chaussées dont la couche de fondation est constituée de matériaux granulaires liés ou non liés et dont la couche de base (ou couche support) est traitée aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés .

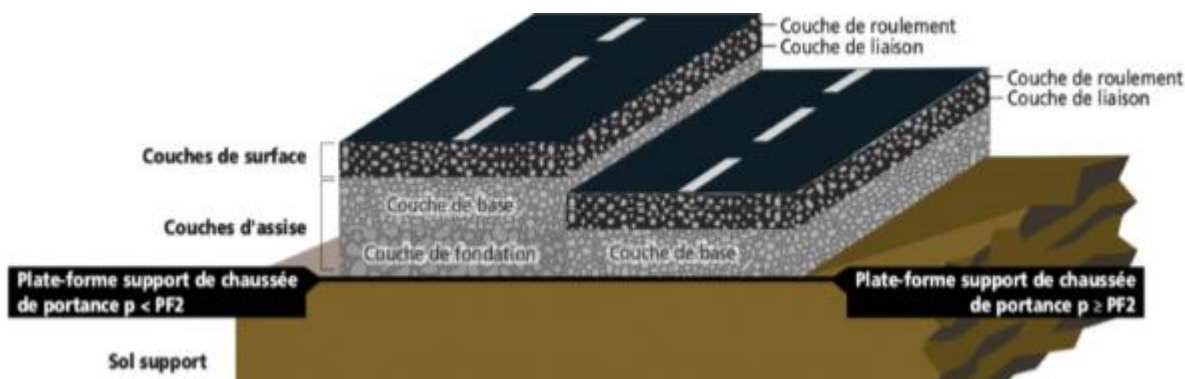


Figure 1.4: Structure type d'une chaussée semi-rigides

1.2.1.3. Chaussées rigides

Les chaussées rigides sont des chaussées en béton de ciment d'épaisseur de 15 à 40 cm recouvertes ou pas par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. Le rôle de cette fondation est de limiter les mouvements propres du sol support et d'assurer un meilleur drainage de la fondation.

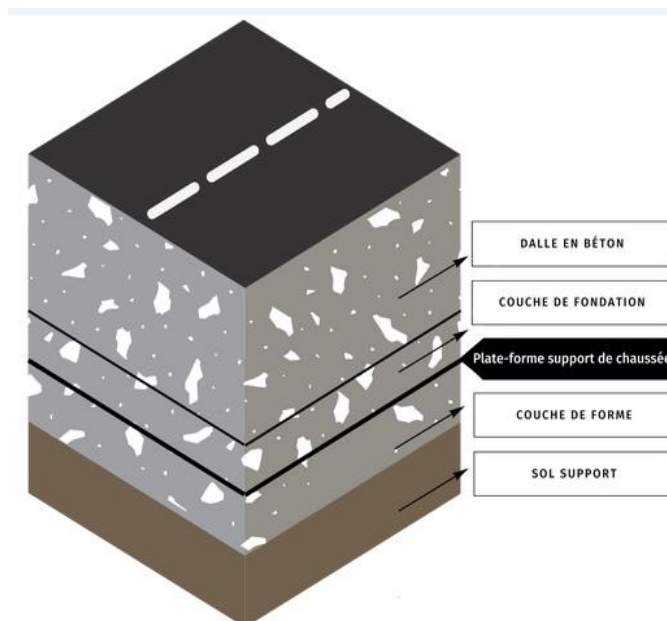


Figure 1.5: Structure d'une chaussée rigides

1.2.2. Structure de chaussée

Les chaussées (routières, ferroviaires, aéroportuaires, de tramway, industrielles, etc.) sont des structures composites, multicouches, souvent complexes, conçues pour résister sur une durée de vie relativement longue aux multiples sollicitations mécaniques (liées principalement au passage de charges lourdes) et climatiques (cycles de température, pluie, gel, UV, etc.), qui l'une après l'autre dégradent imperceptiblement les performances initiales des matériaux et de leurs interfaces.

La construction d'une route passe par les étapes de choix de tracé, terrassement (préparation du terrain, comblement des trous, rognage des bosses, planéité de l'arase de terrassement), mise en œuvre d'une couche de forme (elle participe au fonctionnement mécanique de la chaussée), puis d'une couche d'assise (elle apporte la résistance mécanique aux charges), puis d'une couche d'accrochage (liaison entre couche d'assise et couche de roulement, elle est réalisée avec une émulsion de bitume), et enfin d'une couche de roulement.

1.2.3. Constitution d'une chaussée

Une chaussée est constituée de plusieurs couches mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme.

Le corps de la chaussée proprement dit couches de forme, d'assise, de surface, de fondation, de base, d'usure, de roulement, de liaison est constitué de deux types de couche, les couches d'assise et la couche de surface (figures 1.6).

L'assise de la chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation et, par-dessus, la couche de base. Ces couches, généralement constituées de matériaux liés, permettent à la chaussée de résister mécaniquement aux charges induites par le trafic.

Quant à la **couche de surface**, elle est constituée de la **couche de roulement** (ou **d'usure**) qui subit directement les agressions du trafic et du climat. Une couche dite de **liaison** est parfois intégrée entre la couche de roulement et la couche de base de l'assise. Elle permet de spécialiser la couche de roulement au confort et à la sécurité des usagers.

La **couche de roulement** et la **couche de liaison** constituent la **couche de surface** d'une chaussée.

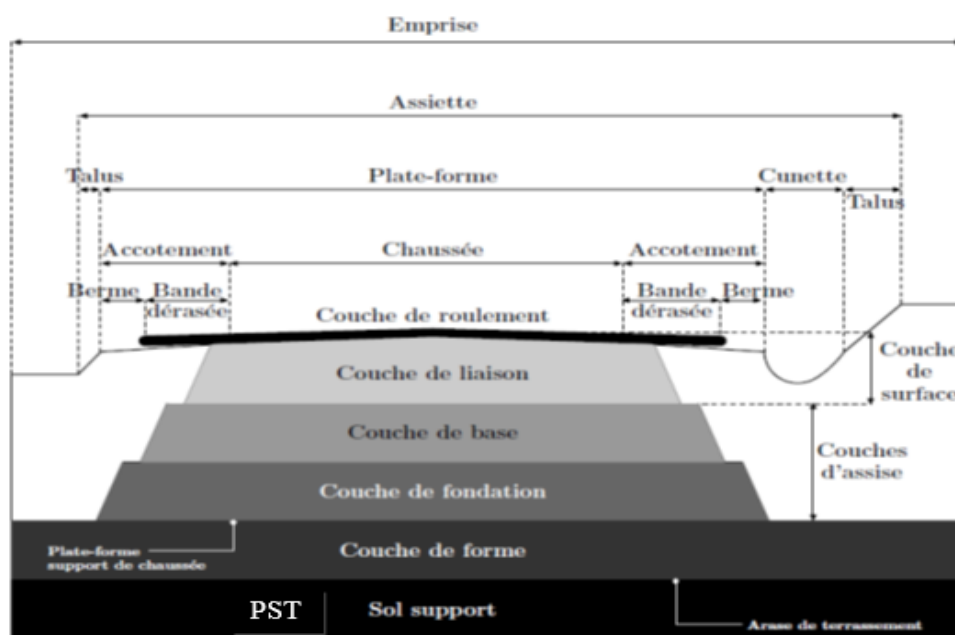


Figure 1.6: Coupe transversale d'une chaussée

1.2.3.1. Sol support ou la partie supérieure des terrassements

La nature géologique des sols permet de les classer dans quatre grandes familles :

1. **Les sols fins argileux**: Ce sont les sols les plus couramment rencontrés. Il s'agit de limons, argiles à silex ou à meulière, éboulis argilosableux et des sables infragypseux

2. **Les sols de type marno-calcaires** : Il s'agit de mélanges de marnes et de calcaires se présentant sous de grandes variétés de forme .
3. **Les sols de type sables et graves** : Ce sont des sables fins pouvant être propres ou pollués ainsi que des graves alluvionnaires .
4. **Les sols remaniés** : Ces sols sont constitués par des matériaux d'apport très divers.

Le sol support peut être en remblai, qui est un sol surélevé, ou en déblai, qui est un sol enfoncé. La portance des sols, exprimée en MPa, varie selon leur teneur en eau.

Le sol support est désigné dans sa partie supérieure par le terme « *Partie Supérieure des Terrassements* » (PST). Sa surface constitue l'arase de terrassement (AR).

Les techniques pour améliorer la portance sont :

1. Le traitement en place pour les matériaux qui le permettent .
2. La substitution si le défaut de portance est général et que le traitement en place n'est pas envisageable .
3. Les purges quand le défaut de portance est localisé.

1.2.3.2. Couche de forme

A court terme, la couche de forme doit être en mesure d'assurer :

- La traficabilité quasi tout temps des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation ;
- Le compactage efficace de la couche de fondation ;
- Les exigences de nivellement de la plate-forme support de chaussée ;
- La protection de l'arase de terrassement vis-à-vis des agents climatiques dans l'attente de la réalisation de la chaussée.

A long terme, elle doit permettre :

- D'homogénéiser la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante de maintenir dans le temps, en dépit des fluctuations de l'état hydrique des sols supports sensibles à l'eau, une portance minimale pouvant être estimée avec une précision suffisante au stade du dimensionnement de la structure de chaussée ;

- D'améliorer la portance de la plate-forme pour optimiser le coût de l'ensemble couche de forme - structure de chaussée.

1.2.3.3. Plate-forme support de chaussée (PF)

Il s'agit de la surface de la couche de forme dont le dimensionnement est établi à partir du classement du couple PST/AR.

Le guide des terrassements routiers distingue quatre classes de PF.

Tableau 1.1: Module de calcul descriptif de la plate-forme support de chaussée

Module de calcul (MPa)	20	50	120	200
Classe de plate-forme	PF1	PF2	PF3	PF4

1.2.3.4. Couche d'assise

On distingue six types d'assise :

- Les chaussées souples, dont les matériaux ne sont pas traités par un liant
- Les chaussées semi-rigides épaisses, dont les matériaux sont traités avec un liant hydraulique (ciment, laitier, cendre volante) ;
- Les chaussées rigides, qui sont réalisées en béton de ciment ;
- Les chaussées bitumineuses épaisses, dont les matériaux sont traités avec un liant hydrocarboné (bitume) ;
- Les chaussées à structure mixte, alliant une couche traitée aux liants hydrauliques et une couche traitée aux liants hydrocarbonés ;
- Les chaussées à structure inverse, alliant une couche traitée aux liants hydrauliques, une couche traitée aux liants hydrocarbonés et une couche non traitée.

L'assise est composée de deux couches, la couche de fondation et la couche de base.

La couche de fondation répartit les contraintes induites par le trafic à un taux compatible avec les limites admissibles du sol support.

La couche de base est la plus proche de la couche de surface. Elle reçoit des contraintes et des déformations notables.

1.2.3.5. Couche de surface

Elle est constituée de la couche de liaison et de la couche de roulement.

La couche de liaison permet de spécialiser la couche de roulement au confort et à la sécurité des usagers.

La couche de roulement d'une chaussée est la seule couche perçue par les usagers. Elle assure:

- La fonction de protection de l'assise contre les agressions du trafic, du climat et des polluants accidentels ;
- La sécurité et le confort des usagers ;
- Le déplacement d'usagers différents (véhicules, cycles, piétons).

Elle doit résister à une circulation souvent canalisée avec des freinages fréquents et s'intégrer à l'environnement architectural. Elle doit limiter les bruits de roulement des véhicules.

1.2.4. Dimensionnement du corps de chaussée

Le dimensionnement d'une chaussée implique la détermination de l'épaisseur du revêtement et de la couche de fondation. Ce choix dépend en partie du trafic, notamment du poids des poids lourds, pendant la durée de vie de la chaussée. Pour déterminer la couche de surface appropriée, il est d'abord nécessaire de connaître la classe de trafic (T_i) établie en fonction du nombre moyen journalier de poids lourds à la mise en service, puis la classe de trafic cumulée (TC_i) sur la durée de vie de la chaussée.

1.2.5. Caractéristique de chargement

Il est important de noter que le pneumatique, en tant que transmetteur de charges, impose à la chaussée différents types d'efforts. Tout d'abord, à la surface même de la chaussée, des efforts de poinçonnement sont induits. Ces efforts sont directement liés à la pression de gonflage et sont essentiels pour la résistance des revêtements hydrocarbonés, surtout dans le cas de pressions élevées (supérieures à environ 700 kN/m^2). Ensuite, la charge totale supportée par la roue équipée d'un pneumatique se diffuse dans la chaussée jusqu'au niveau du sol de fondation.

Dans les pratiques courantes de dimensionnement des chaussées routières, une charge de référence est généralement prédéfinie. Pour ces dimensions standard, la structure de la

chaussée est généralement conçue pour supporter cette charge de référence, qui est unique et fixe dans un contexte de dimensionnement donné (Alizé 2016).

En Algérie, le code de la route impose certaines limitations (CTTP 2001, décret 2004) concernant le poids total autorisé des véhicules :

- Pour les véhicules ou remorques à 2 essieux, le poids total autorisé ne doit pas dépasser 19 tonnes.
- Pour les véhicules ou remorques à 3 essieux, le poids total autorisé ne doit pas dépasser 26 tonnes.
- Pour les véhicules à 4 essieux et plus, le poids total autorisé ne doit pas dépasser 32 tonnes.

La pression de gonflage des pneumatiques ne fait pas l'objet de spécifications précises. En pratique, elle varie généralement entre 4 et 7 kg/cm² selon le type de pneumatiques.

De plus, selon le décret de 2004, l'essieu le plus chargé d'un véhicule ne doit pas supporter une charge supérieure à 130 kN (soit environ 13 tonnes).

1.2.6. Caractéristique géotechnique

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).

1.3. Notion sur les géosynthétique

les géosynthétique Utilisés depuis une cinquantaine d'années pour améliorer les conditions des sols, les géosynthétiques sont des produits plus polyvalents qu'on pourrait le croire. Grâce à eux, il est possible d'améliorer la durabilité des ouvrages et de réduire l'empreinte environnementale des projets et ce tout en épargnant du temps et de l'argent .

1.3.1. Définition

Un géosynthétique est défini par la norme internationale NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015) comme « un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil ». Ces produits peuvent se présenter sous la forme de nappes, bandes ou structures tridimensionnelles.

Les géosynthétiques peuvent être classés en quatre grandes familles que sont:

1. les géotextiles (GTX)
2. les produits apparentés aux géotextiles (PAG)
3. les géomembranes (GMB)
4. les géosynthétiques bentonitiques (GSB)

1.3.2. Types des géosynthétique

1.3.3.1. Géogrille

Une géogrille est une structure à base de polymères synthétiques (polyester, polypropylène, etc.), de fibres de carbone, de fils en acier ou de fibres de verre constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction (définition normalisée : NF EN ISO 10318-1) (Voir Figure 1.7). Elle permet de reprendre les efforts et de les répartir horizontalement à sa surface et ainsi de s'opposer à la propagation verticale de la fissure et donc d'en retarder la remontée.



Figure 1.7: Pose de nappe de géogrille directement sur le sol

1.3.3.2 Géotextiles

Les géotextiles peuvent se distinguer par leur structure (type d'assemblage), par le type de fibre(longueur) et par la nature des fibres (polymère). En ce qui concerne le mode d'assemblage, on peut citer les assemblages tricoté, tissé de filament, tissé de bandelette, non-tissé thermolié et non tissé aiguilleté). En ISDND qui est l'ouvrage sur lequel se concentre cette thèse, les géotextiles non-tissés sont couramment utilisés (Purdy and Yazdani, 1999) pour la protection des géomembranes. La structure de ces produits est constituée de fibres orientées directionnellement ou de façon aléatoire et liées par un procédé mécanique (aiguilletage par exemple) et/ou thermique et/ou chimique.

Quant aux géotextiles tissés, ils sont produits par entrelacement de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments et/ou de bandelettes. En outre, selon les produits, il est possible de rencontrer différentes longueurs de fibres. Les fibres peuvent être en effet courtes, longues ou continues (Voir Figure 1.8).

Enfin, le polymère utilisé pour la fabrication des filaments peut également varier d'un produit à un autre. Les polymères les plus courants sont le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE) et le polyester (PET). Il est à noter que le comportement mécanique des géotextiles dépend directement de leur mode d'assemblage, du type et de la nature du polymère utilisé.



Figure 1.8: Pose de nappe de Géotextil directement sur le sol

1.3.3.3. Géomembranes

On distingue deux principaux types de géomembranes selon la nature de l'écran assurant l'étanchéité. Ce sont les géomembranes bitumineuses et les géomembranes polymériques. Dans le secteur d'application hydraulique (barrages et canaux par exemple (Voir Figure 1.9)), une grande diversité de géomembranes est utilisée car les risques d'incompatibilité chimique sont limités.

On peut ainsi retrouver des polymères comme le PET, le PP flexible, le polychlorure de vinyle plastifié (PVC-p), le néoprène, l'éthylène-propylène-diène terpolymère (EPDM), le PE basse densité (PEBD) et le PE haute densité (PEHD). Dans les ISDND, ce sont les géomembranes polymériques en l'occurrence en PEHD qui sont les plus utilisées (Lambert, 1997, Take et al., 2007, Liu and Hu, 2014) en fond et sur les flancs des casiers. Comme pour les GGR, la GMB doit être chimiquement compatible avec l'environnement au sein duquel elle est utilisée.



Figure 1.9: Pose de Géomembrane directement sur le sol

1.3.3.4. Géocomposites

Un géocomposite est un produit issu d'une combinaison industrielle dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique (Définition normalisée : NF EN ISO 10318-1). On peut ainsi associer une grille avec un ou des géotextile(s)

1.3.3.5. Géofilets

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

1.3.3.6. Géosynthétiques bentonitiques

Les géosynthétiques bentonitiques (Figure 1.10) se présentent sous forme de nappe constituée de bentonite, en poudre ou granulée, prise en sandwich entre deux géotextiles (en général un tissé et un non tissé). Les géotextiles étant perméables, c'est naturellement la bentonite qui joue le rôle d'étanchéité. La bentonite est en fait une variété d'argile constituée de smectite et de montmorillonite à 60% minimum.

Les bentonites sont classées en trois types (CFG, 2011) : la bentonite sodique naturelle, la bentonite calcique et la bentonite calcique activée. De manière générale, la bentonite sodique naturelle et la bentonite calcique activée sont toutes les deux appelées bentonite sodique (CFG, 2011). La bentonite sodique présente une conductivité hydraulique plus faible que la bentonite calcique en lien avec une capacité de gonflement plus élevée. C'est l'une des

raisons pour laquelle, la bentonite sodique est celle qui est la plus souvent utilisée en ISDND. Toutefois, il est à noter que la bentonite sodique est plus sensible aux échanges cationiques, pouvant entraîner une diminution de la performance hydraulique des géosynthétiques bentonitiques sodiques (Popescu, 1985, Sirieix et al., 2016). Les GSB peuvent être également différenciés par leur mode d'assemblage. Ils peuvent être en effet collés, aiguilletés, cousus ou thermo-liés



Figure 1.10: Géosynthétique bentonitiques

1.3.4. Principales fonctions des géosynthétiques

Utilisés en complément de matériaux naturels pour renforcer leurs performances ou de manière isolée, les géosynthétiques offrent aux utilisateurs de larges possibilités fonctionnelles. Huit fonctions principales (Figure 1.11) sont identifiées par la norme NF EN ISO 10318-1 (AFNOR, 2015). Il s'agit des fonctions séparation, filtration, étanchéité, drainage, protection, anti-érosion, renforcement et relaxation de contraintes.

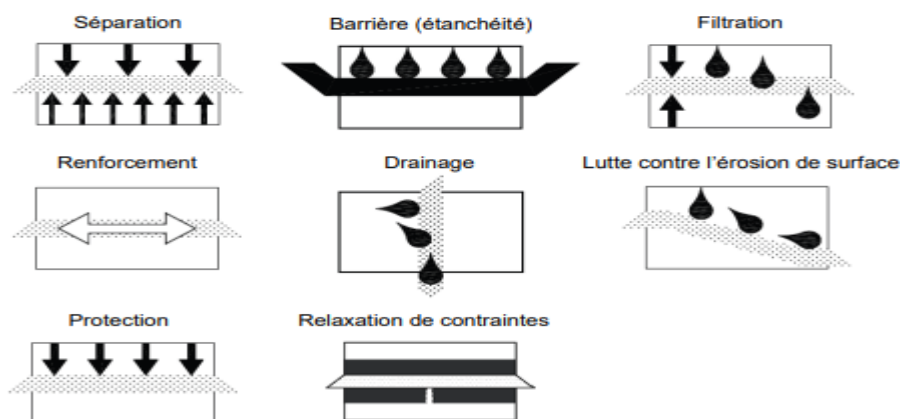


Figure 1.11: principales fonctions des géosynthétique

1.3.4.1. Séparation

c'est la fonction la plus basique des géosynthétiques qui est la prévention du mélange de matériaux de remblai de nature différente. Les deux matériaux différents sont ainsi séparés physiquement par le géosynthétiques

1.3.4.2. Filtration

Il s'agit de la capacité du géosynthétiques à retenir les particules d'un matériau du sol soumises à des forces hydrodynamiques tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans le géosynthétiques

1.3.4.3. Barrière (étanchéité)

le géosynthétiques est utilisé pour faire barrière aux flux de fluides ou de gaz. La fonction d'étanchéité permet de prévenir ou de limiter la migration de fluides ou la propagation des polluants. C'est la seule fonction que présente les GSB et géomembranes

1.3.4.4. Drainage

cette fonction complémentaire de la fonction étanchéité consiste à collecter et transporter des eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan du géosynthétiques

1.3.4.5. Protection

la protection par l'emploi d'un matériau géosynthétiques consiste à prévenir ou limiter les endommagements localisés d'un matériau donné sujets à des sollicitations mécaniques en poinçonnement. Cette fonction concerne surtout les géomembranes qui peuvent être facilement poinçonnées par des éléments grossiers présents sous ou sur le produit

1.3.4.6. Contrôle de l'érosion de surface

dans ce cas, le géosynthétiques est utilisé afin de prévenir ou limiter les mouvements de surface de particules du matériau à protéger. Cette fonction est souvent utilisée pour retenir les particules de sol sur les pentes soumises à leur propre poids et à un écoulement de surface

1.3.4.7. Renforcement

le renforcement consiste à utiliser le comportement en résistance déformation du géosynthétiques afin d'améliorer les propriétés mécaniques du matériau au sein duquel il est utilisé ; cette fonction permet également de limiter les mouvements dus à un effondrement ou un affaissement localisé (cavité).

1.3.4.8. Relaxation de contrainte

par absorption des contraintes, le géosynthétiques permet de soulager la structure dans laquelle il est utilisé cette fonction permet par exemple de retarder le développement de fissures dues à l'endommagement des chaussées ou couches d'enrobés. Par ailleurs, le Tableau 1.2 propose des niveaux d'adaptabilité des principaux géosynthétiques aux différentes fonctions.

Tableau 1.2: Identification des fonctions des géosynthétique (adapté de Gisbert(2015))

Fonctions	GTX	GGR	GMB	GSB	GCP
Séparation	TA	NA	A	A	A
Filtration	TA	NA	NA	NA	A
Etancheté	NA	NA	TA	TA	A
Drainage	A	A	NA	NA	TA
Protection	TA	NA	NA	NA	A
anti-érosion	A	A	NA	NA	TA
Renforcement	TA	TA	NA	NA	A
relaxation de contraintes	A	TA	NA	NA	A

TA : très adapté .

A : adapté mais ce n'est pas la fonction principale du GSY .

NA : non adapté.

1.5. Utilisation des géosynthétiques dans les routes non revêtues

Les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour renforcer des routes non revêtues et des plates-formes de travail sur les sols mous. Le but d'employer des géosynthétiques de haute résistance est d'améliorer la performance pratique de la route. Comparé aux routes non revêtues non renforcées, la présence du géosynthétique de renforcement peut apporter les bénéfices suivants(Powell W et al 1999, Som sahu 1999 , Berg et Al 2000, USACE. Use of Geogrids in Pavement Construction2003,Giroud et Han 2004, Hufenus et Al 2006, Shukla et Yin 2006, Vinod et Minu 2006):

- Réduction de l'épaisseur du remblai ;
- Séparation des agrégats et du sol mou ;
- Augmentation de la capacité portante du sol mou ;
- Réduction de la déformation latérale du remblai ;
- Amélioration de la distribution des contraintes ;
- Amélioration de la propagation des efforts verticaux ;
- Réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane ;
- Augmentation de la durée de vie de la route ;
- Réduction des besoins d'entretien ;
- Réduction des coûts de construction et d'entretien de la route.

1.5.1. Choix des fonctions des géosynthétiques

Une nappe de géosynthétique est généralement placée à l'interface entre la couche granulaire et le sol support. S'il est bien spécifié, un géosynthétique peut exercer une ou plusieurs des fonctions suivantes : séparation, renforcement et drainage. Les géotextiles et les géogrilles sont les matériaux les plus fréquemment utilisés dans ce type de travaux (tableau 1.3).

Tableau 1.3: Fonction primaire du géosynthétique dans la construction des routes non revetues basant sur la valeur de CBR (Shukla et Yin 2010)

Description du sol de fondation	CBR		Fonction primaire du géosynthétique	Justification de coût pour l'utilisation du géosynthétique
	Sans immersion	Avec immersion		
Mou	< 3	< 1	Renforcement	Utilisation beaucoup moins de matériau granulaire
Moyen	3-8	1-3	Stabilisation (séparation, filtration et renforcement)	Utilisation moins de matériau granulaire et durée de vie plus longue
Ferme	> 8	> 3	Séparation	Durée de vie beaucoup plus longue

La capacité portante du sol support et les conditions hydrologiques déterminent les fonctions appropriées remplies par le géosynthétique. Selon le type de sous-sol, le géosynthétique

remplit une fonction de séparation, maintenant l'épaisseur et les propriétés de la couche de base. Une fonction supplémentaire de renforcement est exigée pour réduire les déformations. Plus la capacité portante du sol support est faible, plus l'importance de la fonction de renforcement est grande, tandis que des capacités portantes plus élevées soulignent la fonction de séparation. Pour le choix correct du géosynthétique approprié, les conditions hydrologiques doivent être aussi bien considérées. Quand la dissipation de l'eau interstitielle est essentielle, la fonction de filtration du géosynthétique est un autre critère important.

1.6. Influence du géosynthétique sur la capacité portante

La capacité portante est généralement influencée par la profondeur de la couche de base, et la résistance au cisaillement de la couche de base et du sol support. Ces valeurs dépendent du degré de compactage qui peut être réalisé. D'une part, l'installation du géosynthétique de renforcement augmente la capacité portante du système par une introduction d'une force de traction de retenue. D'autre part, la répartition des charges est améliorée, conduisant à une réduction de la contrainte verticale sur le sol support. Afin d'activer les forces de traction dans le géosynthétique, une certaine déformation est exigée. La déformation du système est généralement limitée par la profondeur d'ornièrre admissible. Pour les routes provisoires, une profondeur d'ornièrre de 100 mm ne devrait pas être dépassée. Si cette route doit par la suite faire partie d'une route revêtue, la profondeur d'ornièrre devrait être limitée à 50 mm. (Le tableau 1.4) montre l'influence du géotextile séparateur sur le facteur de capacité portante N_c pour différentes ornières et conditions de trafic.

Tableau 1.4: Facteurs de capacité portante pour les routes non revetues (Steward et Al 1977)

	Profondeur d'ornièrre (mm)	Trafic (passages d'un essieu de 80 kN)	Facteur de capacité portante N_c
Sans géotextile	< 50	> 1000	2.8
	> 100	< 100	3.3
Avec géotextile	< 50	> 1000	5.0
	> 100	< 100	6.0

1.7 Conclusion

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler les Structure et type de chaussée (Chaussées souples , Chaussée semi-rigides , Chaussées rigides) et les fonctions de géosynthétiques (séparation, drainage, barrière, protection, et renforcement).

En ce qui concerne notre présent mémoire nous nous intéressons exclusivement au rôle de géosynthétique de renforcement de chaussée. 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

CHAPITRE 2 :

Mécanismes de renforcement et

Méthodes de calcul analytiques

2.1. Introduction

Depuis les années 70, plusieurs méthodologies de conception ont évolué pour aborder le renforcement par géosynthétique. Initialement, dans les années 70 et au début des années 80, la géogrille n'était pas encore développée, et le géotextile était utilisé pour le renforcement. À partir du milieu des années 80, le renforcement s'est exclusivement fait avec des géogrilles. L'examen des travaux significatifs concernant ces méthodes de conception identifie quatre approches méritant une discussion approfondie. Les théories sous-tendant ces quatre méthodes sont le fruit de travaux originaux ayant grandement contribué à une meilleure compréhension des géosynthétiques dans les applications de chaussées.

2.2. Mécanismes de renforcement

2.2.1. Mécanisme de confinement (auto blocage)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 auto blocage 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

1.13 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
4. Réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation.
5. Confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement .

6. Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation
7. 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 (1998) suggèrent de désigner le mécanisme de blocage latéral également par le nom de « interface de résistance au cisaillement ».

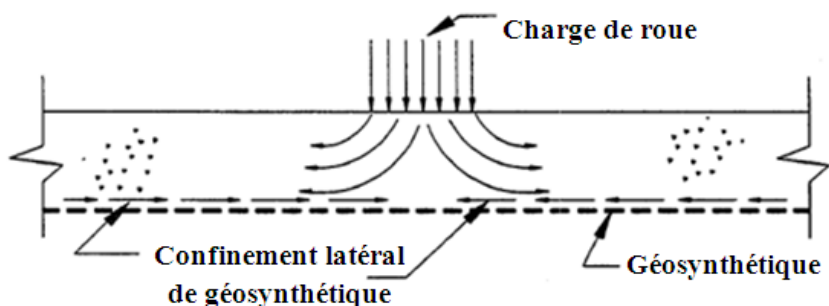


Figure 2.1: Mécanisme de Confinement (autoblocage) latéral de la couche de base

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

La figure (2.2) 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.

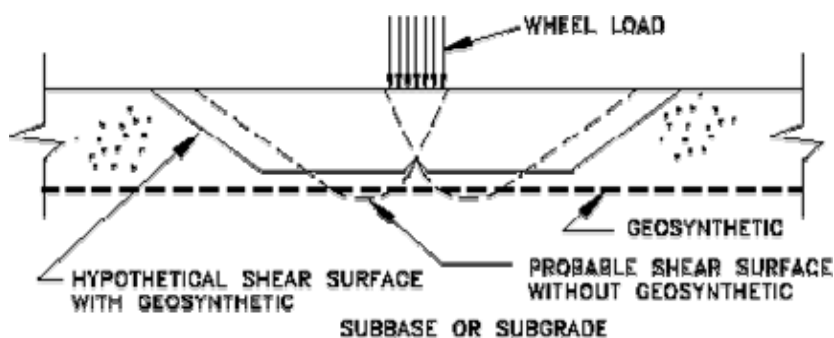


Figure 2.2: Surface de Rupture Modifiée et Augmentation de la capacité portante.

2.2.3. 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 2.3. 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.

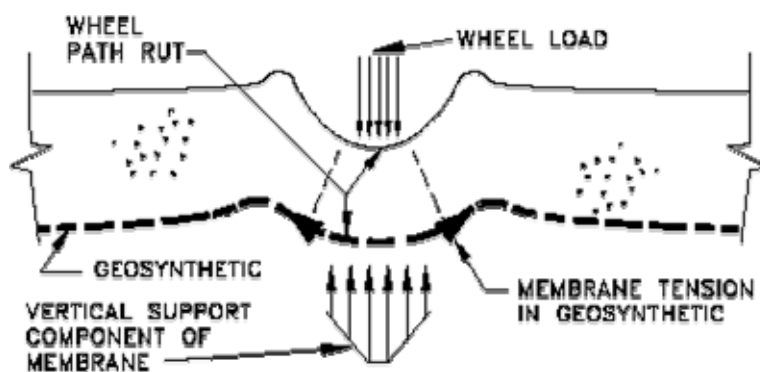


Figure 2.3: Membrane tendue

2.3. Methodologie de conception des chaussées

Plusieurs méthodes ont été publiées dans la littérature pour la conception des routes non revêtues. Ces méthodes ont été présentées par les auteurs suivants : Barenberg et al. (1975), Giroud et Noiray (1981), Houlsby et Jewell (1990), dont la méthode diffère des deux premières en ce qu'elle repose sur des hypothèses différentes concernant l'amélioration des facteurs de capacité portante. Enfin, Giroud et Han (2004) ont amélioré la méthode de Giroud et Noiray (1981), en prenant notamment en compte la propriété d'imbrication du matériau de la couche de base avec les ouvertures de la géogridde, ainsi que la notion cruciale de la propriété de la géogridde à travers le module de stabilité des ouvertures. On se limite dans ce chapitre à deux méthodes : Giroud et Noiray (1981) ; Giroud et Han (2004).

2.3.1. Méthode de Giroud et Noiray :

2.3.1.1. Présentation de la méthode :

Giroud et Noiray ont introduit en 1981 la première méthode exploitant le module d'élasticité ou la résistance à la traction des géotextiles pour calculer l'épaisseur équivalente d'une section renforcée par rapport à une section non renforcée. Ils ont pris en compte un sol de fondation tendre, cohésif et saturé sous un chargement non drainé, et ont postulé que l'introduction d'un géotextile entre l'agrégat et le sol de fondation altère le mode de rupture, passant d'une défaillance de capacité portante locale (proche du seuil élastique) à une défaillance globale (plastique). En s'appuyant sur les principes de mécanique des sols établis par Barenberg et al. en 1975, Giroud et Noiray ont étendu ces principes pour inclure l'effet de membrane des géotextiles.

L'effet de membrane décrit comment le matériau confiné par le côté concave d'une membrane tendue et souple est soumis à une pression supérieure à celle exercée par le matériau situé au-dessus de la membrane. À mesure que le tassement affecte la structure du sol de fondation, le géotextile se déforme et se tend, lui permettant de supporter la charge et de confiner le matériau au-dessus, augmentant ainsi sa résistance (voir fig. 2.1). Le module d'élasticité, K , du géotextile devient plus influent à mesure que la profondeur des ornières s'accroît, l'effet de membrane se manifestant lors de grandes déformations.

Suivant l'exemple de Barenberg et al., cette théorie et méthode de conception reposent sur l'hypothèse que le sol de fondation possède une profondeur minimale, H_{min} , suffisante pour que les zones plastiques liées à la capacité portante ultime puissent se former. Selon la

distribution des contraintes suggérée par Giroud et Noiray, la valeur de H_{min} est déterminée

$$\text{comme suit : } H_{min} = \frac{B+2htan\alpha}{\sqrt{2}} \quad (2.1)$$

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 validation de la formule (2.10) peut être effectuée facilement. En raison du mécanisme de rupture supposé à un angle de 45° dans la zone plastique, la profondeur de cette zone, H_p

$$\text{(voir figure 2.4), peut être exprimée comme suit : } H_p = a\sqrt{2} \quad (2.2)$$

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

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

$$H_p = a\sqrt{2} = \frac{B+2htan\alpha}{2} \sqrt{2} = \frac{B+2htan\alpha}{\sqrt{2}} = H_{min}. \text{ Ce qui vérifie la formule} \quad (2.4).$$

Le tableau (2.1) 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 :

$$B = \sqrt{\frac{p}{p_c}} \text{ pour des camions routiers. } B = \sqrt{\frac{p\sqrt{2}}{p_c}} \text{ pour les camions non routiers.} \quad (2.5)$$

Tableau 2.1: . 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. 2.4) ;
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

- Le module du géotextile, K , utilisé dans la conception est le module sécant obtenu à partir des essais de tension.

Outre l'introduction du support par tension fourni par le géotextile, la théorie de Giroud et Noiray diffère de celle présentée par Barenberg et al. selon deux autres aspects. La plus significative concerne la forme de la distribution des contraintes à travers la couche d'agrégat en direction du sol de fondation.

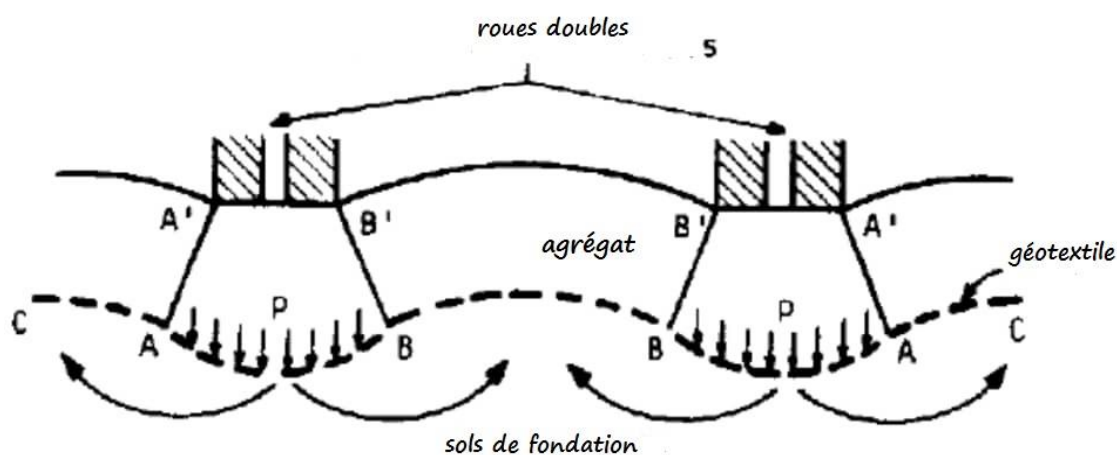


Figure 2.4: cinématique de route non reveter avec géotextile

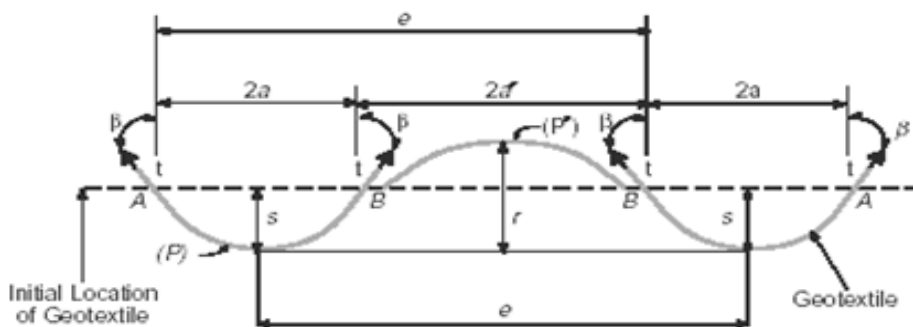


Figure 2.5: Diagramme de «l'effet membrane» du renforcement géotextile et forme du géotextile déformé

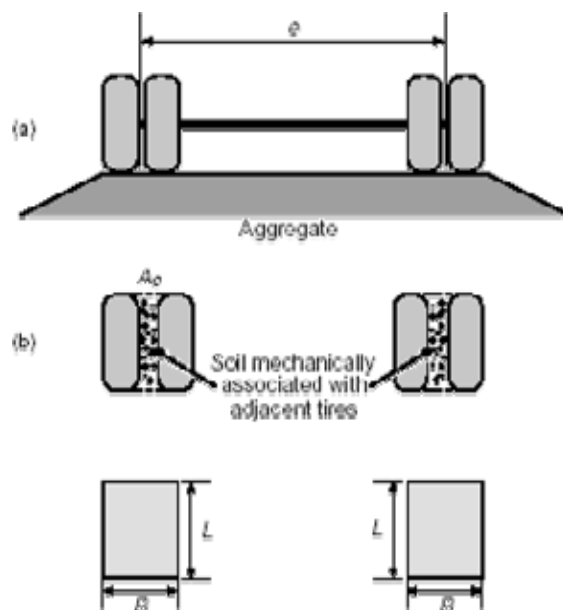


Figure 2.6: Surface de contact de pneu pour pneus jumelés, et surface de contact équivalente utilisée par Giroud et Noiray (1981).

(L et B se réfèrent à la longueur et à la largeur de l’empreinte du pneu simple respectivement.).

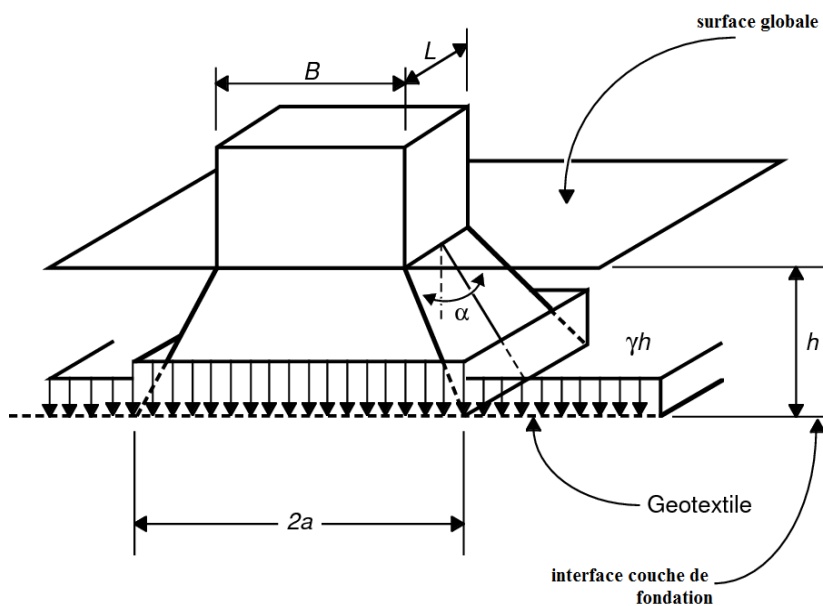


Figure 2.7 : Distribution de la charge de la roue par la couche d’agrégat vers le sol de fondation (Giroud et Noiray 1981).

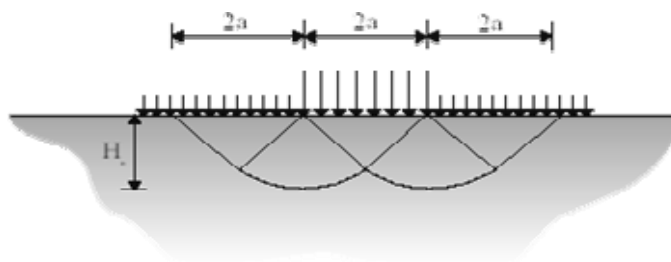


Figure 2.8: Zone Plastique

Giroud et Noiray (1981) ont opté pour une distribution trapézoïdale des contraintes sous un rectangle chargé (voir fig. 2.6), tandis que Barenberg et al. (1975) ont utilisé la distribution de Boussinesq sous une plaque circulaire.

La forme de charge admise et la distribution des contraintes à travers la couche d'agrégat vers le sol de fondation entraînent des différences significatives dans les contraintes estimées sur le sol de fondation pour certains états de chargement et conditions de sol. Cette différence est particulièrement notable pour les couches relativement minces d'agrégat (environ moins de 0,3 m). De plus, Giroud et Noiray (1981) ont pris en compte une valeur minimale de 80 pour le CBR de l'agrégat sus-jacent, tandis que Barenberg et al. (1975) n'ont pas discuté des propriétés mécaniques de l'agrégat, même s'ils ont utilisé un agrégat constitué de grave concassée pour leurs essais, dont le CBR est normalement supérieur à 80.

En plus de l'eq. (2.5), 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 :

$$L = \frac{B}{2} \text{ pour des camions non routiers. } L = \frac{B}{\sqrt{2}} \text{ pour les camions routiers.} \quad (2.6)$$

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

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

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

Par conséquent, pour les deux types de camions (routiers ou de carrières), la pression équivalente est

$$\text{donnée par : } P_{ec} = \frac{P_C}{\sqrt{2}} \quad (2.7)$$

Où p_c est la pression de contact du pneu.

Aussi, de la figure (2.4) représentant la déformée en paraboles du géotextile, il découle :

En plus de l'éq. (2.4) qui est ici rappelée : $2a = B + 2h \tan \alpha$

Et, on peut écrire : $2a' = e - B - 2h \tan \alpha$ (2.8)

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.

2.3.1.2. Calcul de l'épaisseur de la couche de base

A. 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. 2.5).

Par conséquent, on peut exprimer les deux équations suivantes :

Sans géotextile:

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

$$\Rightarrow p_{ec} LB = (B + 2h_0 \tan \alpha_0)(L + 2h_0 \tan \alpha_0)(p_0 - \gamma h_0) \quad (2.9)$$

Avec géotextile :

$$p_{ec} LB = (B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)(p - h\gamma) \quad (2.10)$$

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

fondation : **Sans géotextile:**

$$P_0 = \frac{P}{2(B+2h_0 \tan \alpha_0)(L+2h_0 \tan \alpha_0)} + \gamma h_0 \quad (2.11)$$

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

$$\text{Sans géotextile: } \pi C_u = \frac{P}{2(B+2h_0 \tan \alpha_0)(L+2h_0 \tan \alpha_0)} + \gamma h_0 \quad (2.12)$$

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 $\tan\alpha = 0,6$ d'après Giroud et Noiray.

$$\text{Avec géotextile : } p = \frac{P}{2(B+2h \tan \alpha)(L+2h \tan \alpha)} + \gamma h \quad (2.13)$$

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 :

$$\text{Avec géotextile : } (\pi + 2)C_u = \frac{P}{2(B+2h \tan \alpha)(L+2h \tan \alpha)} + \gamma h \quad (2.14)$$

B. Cas prise en compte de l'effet membrane du géotextile

La déformation du renforcement, qui est concave et courbée vers le haut sous la surface chargée, entraîne une différence de pression entre la partie supérieure et inférieure du renforcement, connue sous le nom d'effet de membrane tendue. Cette situation conduit à une augmentation de la capacité portante.

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

$$P^* = P - P_g \quad (2.15)$$

A l'état limite : $P^* = P - P_g = q_p = (\pi + 2)C_u$

La pression P_g est fonction de la tension dans le géotextile, tandis que p représente la pression due à la charge de la roue et au poids propre de la couche d'agrégat de base. Alors que p est une valeur connue, p_g est une variable inconnue qui dépend principalement de la rigidité du géotextile. Pour déterminer P_g , on suppose que la forme du géotextile déformé est constituée de paraboles (voir fig. 2.4) 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 (2.4) 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 :

$$s = \frac{ra'}{a+a'} \quad \text{pour} \quad a' > a \quad (2.16)$$

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 :

$$s = \frac{ra^2}{2a^2+3aa'-a'^2} \quad \text{pour} \quad a > a' \quad (2.17)$$

a, a', r et s sont définis sur la fig. (2.4). Avec a et a' demi-longueur des cordes des paraboles P et P' . e : la distance d'entre axes des roues.

En utilisant la relation géométrique entre le déplacement s et la profondeur d'ornière r , nous pouvons évaluer la déformation du géotextile, déterminer la tension du géotextile, 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 grand qu'en

P' (fig. 2.4). P' est tiré vers P et une élongation, ε , est admise :

$$\varepsilon = \frac{b+b'}{a+a'} - 1 \quad (2.18)$$

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 $\frac{s}{a} < \frac{r-s}{a'}$ 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, ce qui entraîne des différences dans les élongations ε dans P et P' . L'élongation ε est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{b}{a} - 1 \quad (2.19)$$

Par ailleurs, les rapports suivants entre l'arc de la parabole et la corde sous-tirée (Eq. 2.20 et 2.29) permettent de déterminer l'élongation ε , dans les équations 2.26 et 2.27.

$$\frac{b}{a} - 1 = \frac{1}{2} \left[\frac{a}{2s} \ln \left(\frac{2s}{a} + \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a} \right)^2} \right) - 2 + \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a} \right)^2} \right] \quad (2.20)$$

$$\frac{b}{a} - 1 = \frac{1}{2} \left[\frac{a'}{2(r-s)} \ln \left(\frac{2(r-s)}{a'} + \sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'} \right)^2} \right) - 2 + \sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'} \right)^2} \right] \quad (2.21)$$

Pour récapituler les informations présentées jusqu'à présent en utilisant les notations de la figure (2.4): le camion de calcul est équipé de roues jumelées avec un essieu de charge P, une pression des pneus, p_c , une profondeur d'ornièrre admissible r , et 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, ainsi que la longueur L . Ensuite, on peut calculer a et a' en utilisant les équations (2.4) et (2.8), qui sont fonction de B , h , et $\tan\alpha=0,6$ (selon Giroud et Noiray).

Deux relations géométriques permettent de déterminer s en fonction de l'ornièrage admissible tandis que les équations (2.28) et (2.29) permettent de calculer b et b' en fonction de s , r et respectivement de a et a' . La déformation ε du géotextile peut ainsi être calculée, elle dépend 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 : $t = K\varepsilon$. (2.22)

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

$$ap_g = t \cos \beta \quad (2.23)$$

Où p_g = pression réduite sur le sol de fondation.

La forme parabolique de la déformée du géotextile implique : $\tan \beta = \frac{a}{2s}$ (2.24)

Aussi, on peut écrire : $\cos \beta = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}}$ (2.25)

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

$$P_g = \frac{k_\varepsilon}{a \sqrt{1 + \left(\frac{a}{2s} \right)^2}} \quad (2.26)$$

L'épaisseur de la couche d'agrégat, h , est calculée en utilisant les équ. 2.14, 2.15, et 2.26 :

$$\boxed{(\pi + 2)C_u = \frac{P}{2(B + 2h \tan \alpha)(L + 2h \tan \alpha)} + \frac{k_\varepsilon}{a \sqrt{1 + \left(\frac{a}{2s} \right)^2}} + \gamma h} \quad (2.27)$$

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

Giroud et Noiray (1981) ont enrichi leur théorie rationnelle en incluant une approche empirique pour prendre en compte le nombre de cycles du trafic routier. Le processus de conception des routes non revêtues qui en résulte peut être présenté en 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.

$$h'_0 = \frac{125,7 \log(N) + 496,52 \log(1000P) - 294,14r - 2412,42}{(1000C_u)^{0,63}} \quad (2.28)$$

Où h'_0 est en mètres, P est la charge de l'essieu simple en KN, r est la profondeur d'ornière 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 :

$$C_u = 30 \times \text{CBR} \text{ (Kpa)} \quad (2.29)$$

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(2.27) :

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

Les données comprennent : 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 pc en (Kpa), l'entre-axe e des roues de l'essieu chargé, la profondeur d'ornière admissible r, où α est l'angle de distribution pyramidale des charges en degrés tel que $\tan \alpha = 0,6$ (selon Giroud et Noiray), et K représente 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.

$$\Delta h = h_0 - h \quad (2.30)$$

Etape 5 :

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

$$h' = h_0 - \Delta h \quad (2.31)$$

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.

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

Conçue à l'origine pour le renforcement des routes non revêtues par des géotextiles, la méthode de Giroud et Noiray (1981) peut être étendue au renforcement par des géogrilles. Les géogrilles permettent d'améliorer la distribution des charges à travers le mécanisme d'enchevêtrement entre la géogrille et l'agrégat. Cette amélioration de la distribution des charges peut être mesurée par l'accroissement de l'angle de distribution pyramidale des charges, ou par le taux d'amélioration de la distribution des charges, représenté par $\tan \alpha / \tan \alpha_0$, où α_0 et α sont les angles de distribution pyramidale des charges en degrés, respectivement sans et avec renforcement en géogrille.

Le taux d'amélioration de la distribution des charges a été établi entre 1,1 et 2,5 par Giroud et al. (1985). Ce taux dépend également du degré de confinement et de séparation fourni par la géogrille au système. Pour les géogrilles Tenax (Tenax (2001)), ce taux peut être modélisé par une relation linéaire avec le module de tension à 2%, comme suit :

$$\tan \alpha / \tan \alpha_0 = 1,1 + 0,0005 \times k$$

2.3.2. Méthode de Giroud et Han

2.3.2.1. Présentation de la méthode

Giroud et Noiray (1981) ont élaboré une équation empirique pour les routes non renforcées et non revêtues, basée sur les données d'essais sur le terrain de Hammitt (1970), démontrant ainsi la rentabilité du renforcement par géotextile. Par la suite, Giroud et al. (1985) ont développé une méthode de conception spécifique pour les structures non revêtues renforcées par géogrille, en utilisant des analyses élastiques numériques pour évaluer l'enchevêtrement entre la géogrille et le matériau de la couche de base. À cette époque, aucune donnée d'essais sur le terrain n'était disponible pour valider la méthode. Plus tard, Giroud et Han (2004 a,b) ont exploité des données récentes provenant d'essais sur le terrain et en laboratoire (Fannin et Sigurdsson 1996; Knapton et Austin 1996; Gabr 2001; Tingle et Webster 2003) afin d'améliorer la méthode de conception des routes non revêtues renforcées par géogrille établie par Giroud et Noiray (1981). Ces études in situ et en laboratoire ont fourni à Giroud et Han les données nécessaires pour le calibrage et la vérification de leur 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'ornière, 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).

2.3.2.2. Paramètres de Conception

A. Géométrie de la structure non revêtue

Dans cette configuration, la couche de base est supposée avoir une épaisseur uniforme, avec une seule couche de géogrid placée à l'interface entre la couche de base et le sol de fondation. On suppose également 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. Selon la théorie classique de capacité portante, la valeur de cette profondeur est généralement estimée à 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 garantir la constructibilité de la couche de base et pour réduire au minimum les perturbations du sol de fondation pendant le passage du trafic. Une autre raison de l'utilisation d'une épaisseur minimale de couche de base est de fournir un ancrage suffisant pour la géogrid.

B. Le trafic

Le trafic peut être canalisé, comme c'est généralement le cas sur une route, ou non canalisé, ce qui signifie qu'il n'est pas limité à une voie spécifique et peut circuler librement sur une surface. Dans le cas du trafic canalisé, la caractérisation est basée sur le nombre de passages, noté N , d'un essieu donné pendant la durée de vie de conception de la structure. En revanche, il est plus difficile de caractériser le trafic non canalisé sur une surface, et cela demande souvent un jugement de la part du concepteur.

C. Essieux et charges

La figure 2.9 a est représentée la géométrie de l'essieu . on a deux modèles de roues existents pour les essieux de camions : simples et jumelées.

- P , est la charge de roues ou jumelées Dans le cas des camions a une extrémité l'essieu . tel que . 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 du pneu est le suivant :

$$P = p A \quad (2.32)$$

- A est la surface de contact du pneu (en mètres carrés),

- p est la pression de contact du pneu (en kilo pascals),

La surface de contact des pneus (fig. 2.9b) est théoriquement remplacée par une surface circulaire appelée la surface de contact équivalente du pneu. La surface de contact équivalente

du pneu a la même superficie que la surface de contact du pneu, et son rayon est r (fig. 2.9c),
donc : $A = \pi r^2$ (2.33)

La relation suivante est déduite des équations (2.32) et (2.33) : $r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}}$ (2.34)

L'équation (2.33) est utile pour l'analyse ultérieure car les véhicules sont généralement caractérisés par la charge de la roue, P , et la pression de contact du pneu, p .

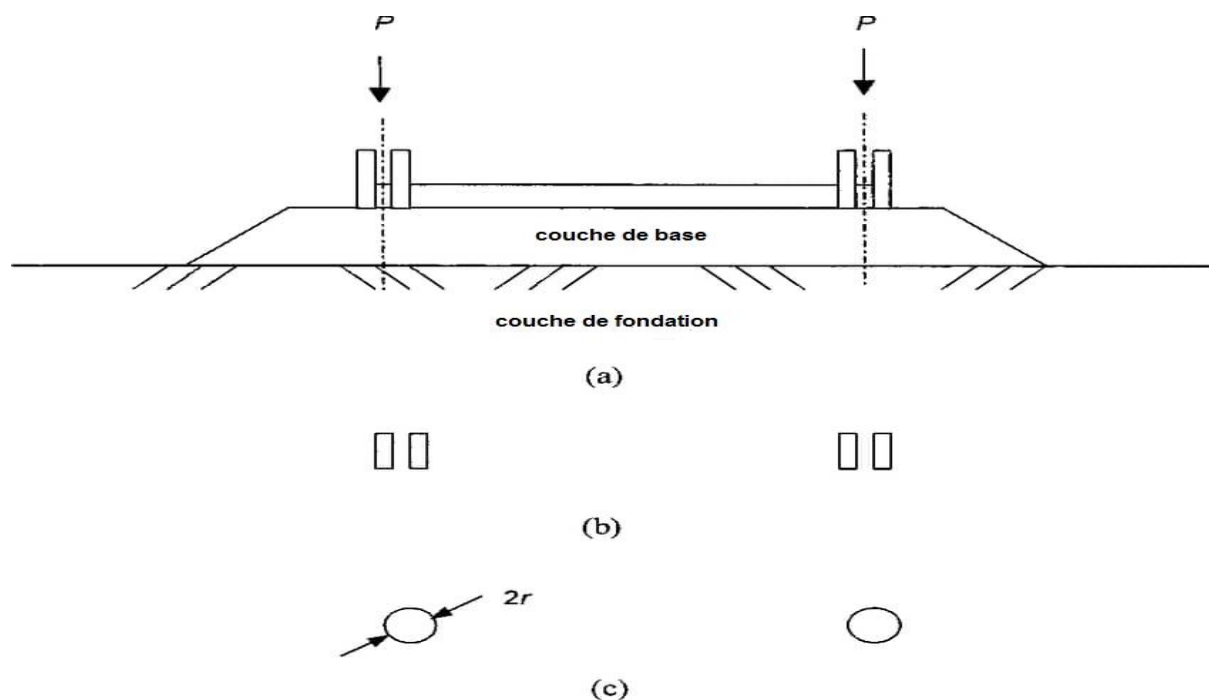


Figure 2.9 : Essieu du véhicule et surface de contact

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

D. Profondeur d'ornièrre et Critère de qualité de service

Le trafic entraîne la formation d'ornièrres, la profondeur d'ornièrre peut être définie comme la distance verticale maximale entre les points les plus hauts et les plus bas 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). Ce critère de 75 millimètres est largement utilisé 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 allant 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 utilisées, 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 véritable rupture de la couche de base ou du sol de fondation.

E. 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. Ce matériau est caractérisé par son coefficient, noté CBR_{bc} . Cette caractéristique est cruciale dans la méthode présentée ci-dessus car les propriétés du matériau de couche de base n'ont pas été prises en compte dans la méthode de conception des routes non revêtues par Giroud et Noiray (1981) et Giroud et al. (1985). Le CBR est un indice sans dimension mesuré dans un essai standard en laboratoire ou sur le terrain. Cependant, la valeur du CBR sur le terrain diffère généralement de celle obtenue en laboratoire en raison des conditions d'essai différentes. Sur le terrain, la valeur du CBR de la couche de base dépend du sol de fondation. Un sol de fondation mou ne fournit pas le support nécessaire pour obtenir un bon compactage du matériau de la couche de base ; ainsi, le CBR_{bc} sur le terrain peut être significativement inférieur au CBR_{bc} en laboratoire. Le module élastique du matériau de la couche de base est utilisé 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 exprimée comme suit:

$$E_{bc} = f_{EBC} CBR^{0,3} \quad (2.35)$$

$$E_{bc} = 36 CBR_{bc}^{0,3}$$

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

G. 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, cela signifie que le sol de fondation est incompressible et sans frottement. En conséquence, sa résistance au cisaillement est égale à sa cohésion non drainée, notée 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. Ces essais sont des standards en génie géotechnique, et les ingénieurs peuvent choisir

d'appliquer 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):

$$\begin{aligned} C_u &= f_c CBR_{bc} \\ C_u &= 30 CBR \end{aligned} \quad (2.36)$$

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 :

$$\begin{aligned} E_{sg} &= f_{ESG} CBR_{sg} \\ E_{sg} &= 10.35 CBR_{sg} \end{aligned} \quad (2.37)$$

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

H. 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 (2.34) et (2.36) :

$$\frac{E_{bc}}{E_{sg}} = \frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}} \quad (2.38)$$

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 géogrille permette d'améliorer le compactage de la couche de base, ce qui pourrait justifier un rapport des modules plus grand que 5,0. D'autres investigations seraient nécessaires pour déterminer si la limite du rapport de module peut être augmentée dans le cas du renforcement par géogrille.

I. 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 géogrille. Les valeurs moyennes minimales mesurées pour les modules de stabilité d'ouverture des géogrilles de Tensar utilisées dans l'étude réalisée par

Giroud et Han (2004), BX1100 et BX1200, sont de 0,32 et 0,65 mN/°, respectivement. Ces géogrilles sont désignées comme B11 et B12, respectivement.

2.3.2.3. Élaboration de la méthode de conception

A. 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'ornière atteint une certaine valeur prédéterminée appelée la profondeur admissible d'ornière, par exemple, 75 millimètres. La profondeur d'ornière 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'ornière en fonction des contraintes à l'interface couche de base / sol de fondation et de la capacité portante du sol de fondation.

B. Contraintes sur le sol de fondation

Il est supposé que la charge exercée par une roue simple ou un ensemble de roues jumelées est uniformément répartie sur une surface circulaire de rayon r . De plus, on suppose que les contraintes sont réparties selon un angle de distribution de contraintes, α . Par conséquent, la contrainte normale (pression), p_i , à l'interface entre la couche de base et le sol de fondation est déterminée par l'équation suivante :

$$P_i = \frac{P}{\pi(r+h \tan \alpha)^2} \quad (2.39)$$

Par conséquent :

$$(r + h \tan \alpha)^2 = \frac{P}{\pi P_i} \Rightarrow r + h \tan \alpha = \sqrt{\frac{P}{\pi P_i}} \Rightarrow$$

$$h = \frac{1}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi P_i}} - r \right) \Rightarrow h = \frac{1}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 P_i}} - 1 \right) \quad (2.40)$$

Dans cette formulation, P_i : représente la contrainte normale distribuée (pression) sur l'interface entre la couche de base et la fondation, exprimée en (Kpa) ; P : désigne la charge de la roue en (KN) ; r : représente le rayon de l'aire équivalente de contact du pneu en mètres ; et α : est l'angle de distribution de contraintes.

La méthode de l'angle de distribution des contraintes est préférée car elle permet de représenter la distribution des contraintes par un paramètre simple, α . Ce dernier peut ensuite être facilement intégré dans les équations qui déterminent l'épaisseur de la couche de base requise.

C. 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 :

$$p_i \leq m N_c C_u \quad (2.41)$$

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 (2.43) et (2.52) donne :

$$h \geq \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{p}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right) \quad (2.42)$$

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

2.3.2.4. Facteur de Capacité Portante

A. Routes Non Revêtues Non Renforcées

La valeur du facteur N_c de capacité portante, égale à 3,14 (c'est-à-dire π), est utilisée pour les routes non revêtues non renforcées, conformément à la méthode de Giroud et Noiray (1981). Cette valeur correspond à la limite élastique pour un sol de fondation saturé non drainé dans

le cas de la déformation plane en bidimensionnel et en axisymétrie, lorsque la résistance au cisaillement est nulle à l'interface, ce qui implique une contrainte de cisaillement de zéro à l'interface.

B. Routes Non Revêtues Renforcées

Selon 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 utilisé pour les routes non revêtues renforcées. Cela est dû au fait que le renforcement empêche le cisaillement local dans le sol de fondation, ce qui limite la déflexion verticale du sol de fondation même sous des charges atteignant la capacité portante ultime. Dans le cas des routes non revêtues renforcées par géotextile, Giroud et Noiray (1981) ont suggéré d'utiliser $N_c = 5,14$ (c-à-d, $\pi + 2$) comme facteur de capacité portante ultime. Cette valeur correspond à la portance ultime dans le cas d'un sol de fondation saturé non drainé, lorsque la résistance au cisaillement est nulle à l'interface de la couche de base/sol de fondation, entraînant une contrainte de cisaillement nulle à cette interface.

Cela correspond au 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 est également important de noter que la valeur 5,14 correspond au cas bidimensionnel de déformation plane. Ce cas de déformation plane bidimensionnelle est représentatif du trafic canalisé, car les déformations associées aux ornières de grande longueur créent des états de déformation plane évidents.

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 $3\pi/2 + 1$). Cette valeur de $N_c = 5,71$ est adoptée dans cette étude pour le cas des routes non revêtues renforcées par géogrilles, en raison de la contrainte de cisaillement centripète maximale présente sur l'interface de sol de fondation. Cette contrainte résulte des deux mécanismes suivants, engendrés par l'imbrication entre la géogrille et le matériau de la 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 ;
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 $N_c = 5,71$.

Étant donné que la surface de contact entre une roue et la couche de base est approximativement circulaire, on aurait pu envisager d'utiliser le facteur ultime de capacité portante pour le cas d'axisymétrie pour développer la méthode présentée ci-dessus. Cependant, le facteur de capacité portante pour le cas bidimensionnel de déformation plane a été choisi pour l'étude présentée ci-dessus car 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 de 5,69 (selon Cox et al. 1961) pour une contrainte de cisaillement nulle à l'interface (qui est supérieure à 5,14), et de 6,04 (selon Eason et Shield 1960) pour une contrainte de cisaillement centripète maximale à l'interface (qui est supérieure à 5,71).

C. Coefficient de Mobilisation de Capacité Portante

Le coefficient de mobilisation de la capacité portante dans l'équation (2.52) rend compte du fait qu'une fraction seulement de la capacité portante du sol de fondation est mobilisée. On suppose que le sol de fondation atteint sa portance appropriée, c'est-à-dire sa limite d'élasticité pour les routes non revêtues non renforcées, et sa portance ultime, c'est-à-dire à l'équilibre de limite, pour les routes non revêtues renforcées, lorsque la déflexion de l'interface entre la couche de base et le sol de fondation atteint 75 millimètres.

Le coefficient de mobilisation de la capacité portante pour une profondeur admissible d'ornièrre de 75 millimètres est égal à 1,0 lorsque 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 la capacité portante lorsque le critère de qualité de service est une profondeur admissible d'ornièrre de 75 millimètres:

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

$$m = \left(\frac{s}{75}\right) \left(1 - \xi \exp\left(-\omega \left(\frac{r}{h}\right)^n\right)\right) \quad (2.43)$$

Les paramètres ξ , ω et n sont des inconnues déterminées par Giroud et Han (2004b) par ajustement avec des données expérimentales. La profondeur d'ornièrre admissible s (en millimètres) est définie par le facteur f_s égal à 75 mm. La valeur de m définie par l'équation (2.54) correspond à un critère de qualité de service exprimé par une profondeur admissible d'ornièrre de 75 mm. Cependant, il existe des situations de conception où un critère de qualité de service exprimé par une profondeur admissible d'ornièrre différente de 75 mm est pris en

compte. 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.

Capacité Portante. Cas Limites Si l'épaisseur de la couche de base est nulle, la capacité portante est donnée comme suit par l'équation (2.53):

$$P_{h=0} = \pi r 2 m N_c C_u \quad (2.44)$$

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

$$m = \frac{s}{75} \quad (2.45)$$

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

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{75}\right) \pi r 2 N_c C_u \quad (2.46)$$

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

A. 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, ainsi que des propriétés de la géogrille. Pour évaluer l'impact de ces paramètres, on mesure leur influence sur la distribution des contraintes induites dans la structure de la route non revêtue par les charges appliquées. Il est essentiel de noter que l'angle α n'a pas de signification physique directe, ce qui rend impossible sa mesure expérimentale ou son calcul théorique direct. Il doit donc être déterminé de manière indirecte, en se basant sur la contrainte verticale maximale équivalente sous la ligne centrale de la charge.

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

Les structures non revêtues, composées de la couche de base et du sol de fondation, forment un système bicouche. En raison des différences de matériaux, la couche de base possède généralement un module élastique plus élevé que le sol de fondation. Selon Burmister (1958), en utilisant la théorie de l'élasticité, la contrainte verticale à l'interface d'un système bicouche, sous l'effet d'une charge circulaire, diminue à mesure que le rapport des modules élastiques de la couche supérieure par rapport à la couche inférieure augmente.

La méthode de l'angle de distribution des contraintes est utilisée pour calculer la contrainte verticale à l'interface entre la couche de base et le 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. Cette corrélation a été développée en utilisant le diagramme de Burmister (1958).

Giroud et Han (2004a) ont établi empiriquement une relation entre l'angle initial de distribution des 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, ainsi qu'avec le rapport des modules CBR de la base et du sol de fondation, comme suit:

$$\begin{aligned} \tan \alpha_1 &= \tan \alpha_0 \left[1 + 0,204 \left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}} - 1 \right) \right] \\ \tan \alpha_1 &= \tan \alpha_0 \left[1 + 0,204 \left(\frac{3,48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}} - 1 \right) \right] \end{aligned} \quad (2.47)$$

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.

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

Les routes non revêtues subissent une détérioration sous des charges répétées. Par conséquent, l'angle de distribution des contraintes diminue à mesure que le nombre d'applications de charge augmente. 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 utilisées pour établir une corrélation entre l'angle de distribution des contraintes et le nombre de cycles de charge, N, comme suit:

$$\frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1+k \log N}{\tan \alpha_1} = \frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{k}{\tan \alpha_1} \times \log N = \frac{1}{\tan \alpha_1} + \lambda \cdot \log N \quad (2.48)$$

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.

D. 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'incorporation d'une géogrille peut réduire le taux de changement de l'angle de distribution des contraintes dû au trafic en fournissant un 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 :

$$\lambda = \frac{k}{\tan \alpha_1} = (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h}\right)^x \quad (2.49)$$

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

2.3.2.6. Développement des équations de conception

A. 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).

$$\tan \alpha_1 = \frac{1}{1.1} = 0.909$$

Étant donné que les valeurs de CBR pour la couche de base et le sol de fondation dans les essais de Gabr (2001) étaient respectivement de 20,0 et 5,0, établies à partir d'essais de pénétration dynamiques, nous avons donc :

$$\tan \alpha_1 = [1 + 0.204(R_E - 1)] \tan \alpha_0 = \tan \alpha_0 \left[1 + 0.204 \left(\frac{3,48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}} - 1 \right) \right] \tan \alpha_0$$

$$\begin{aligned} \tan \alpha_1 &= \tan \alpha_0 \left[1 + 0.204 \left(\frac{3,48 \cdot 20^{0.3}}{5} - 1 \right) \right] = [1 + 0.204(1.71 - 1)] \tan \alpha_0 \\ &= 1.145 \tan \alpha_0 \end{aligned}$$

$$\tan \alpha_0 = \frac{\tan \alpha_1}{1.145} = \frac{0.909}{1.145} = \frac{1}{1.26} = 0.794 \quad \alpha_0 = 38.5^\circ \text{ Par conséquent :}$$

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = 1.26 + 1.145(0.84 - 1.275J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1.5} \log N$$

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = 1.26 + (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1.5} \log N$$

En conséquence, dans l'équation (2.53) pour l'épaisseur requise h de la couche de base renforcée, nous pouvons maintenant éliminer $\tan \alpha$ et l'exprimer en fonction du nombre de passages N et de la propriété J de la géogrille.

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) \text{ Aussi, l'équ. (2.59) donne : } \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = \frac{1}{\tan \alpha} \text{ . Alors :}$$

$$h = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r$$

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

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1.5} \log N}{1 + 0.24(R_E - 1)} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r \quad (2.50)$$

Giroud et Han (2004b) ont calibré la méthode de conception en se basant sur des données issues d'essais sur le terrain de roues chargées in situ, à la fois sur la couche de base non renforcée et sur la couche de base renforcée. Les constantes utilisées dans la méthode de conception sont établies lors de ce processus de calibrage.

C. 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 :

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{1 + 0.24(R_E - 1)} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c C_u}} - 1 \right) r \quad (2.51)$$

Giroud et Han (2004b) ont également défini le calibrage du facteur de mobilisation de capacité portante de la manière suivante :

Il est important de noter que la valeur de m est déterminée 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 processus de calibrage a permis à Giroud et Han (2004b) de résoudre les inconnues de la formule, à savoir : $\xi = 0.9$ et $\omega = 1$; $n=2$ La formule donnant h devient :

$$m = \left(\frac{S}{f_s}\right) \left(1 - 0.9 \exp\left(-1 \left(\frac{r}{h}\right)^2\right)\right)$$

Avec $f_s = 75$ mm La formule pour déterminer h devient :

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{1 + 0.204(R_E - 1)} \left(\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{S}{f_s}\right) \left(1 - 0.9 \exp\left(-1 \left(\frac{r}{h}\right)^2\right)\right) N_c f_c CBR_{sg}}} - 1 \right) r \quad (2.52)$$

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.

$$R_E = \min\left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}}; 5\right) = \min\left(\frac{3.48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}}; 5\right) \quad : CBR_{bc} \text{ de la couche de base .}$$

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'ornièrre 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 géogridde Tensar

BX1100 $N_c = 5,71$ et $J = 0,65$ mN/° pour couche de base renforcée avec une géogridde

Tensar BX1200

2.4. Conclusion

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons dire que, La géosynthétiques 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 géosynthétiques permet notamment de réduire l'orniérage suite à l'augmentation de la capacité portante, et d'augmenter la durée de vie de la chaussée. En parallèle, réduire l'épaisseur de la couche de base Les avantages apportés par la géosynthétiques sont expliqués par deux principaux mécanismes qui sont :

- Autoblocage latéral .
- Effet de membrane tendue .

il existe des méthodes analytiques rationnelles simples qui permettent de dimensionner l'épaisseur de la couche de base et le type de géosynthétiques. pour les chaussées souples non revêtues, Ces méthodes ne sont pas directement applicables aux chaussées revêtues. En effet, pour les chaussées revêtues, 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.

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 . Parmi les auteurs qui ont adopté cette approche on peut citer, Barenberg et al., Steward et al.

Giroud et Han (2004) établissent de conception de l'épaisseur de la couche de base des routes non revêtues. cette méthode améliorant celle de Giroud et Noiray (1981). cette méthode 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'ornièr, et l'influence de la

présence d'un renforcement par géosynthétique, géotextile ou géogrid, sur le mode de défaillance de la route non revêtue.

Chapitre 3:
Modèle e comportement et l’outil
numérique utilisé

3.1. Introduction

Ce chapitre comprend les lois de comportement et le code PLAXIS utilisés dans cette étude. La simulation numérique d'un corps de chaussée, qu'il soit renforcé par des géogrilles ou non, présente des défis complexes, notamment :

- Des non-linéarités importantes, en particulier dans le cadre de grandes déformations.
- L'implication de plusieurs composants tels que le sol, la couche de base, les interfaces, les éléments structurels tels que les poutres et les géogrilles, etc.

Face à ces conditions complexes, il est essentiel de disposer d'un outil numérique adapté. Nous exposons ainsi les principes du logiciel de calcul PLAXIS, utilisé pour nos simulations bidimensionnelles.

3.2. Présentation de PLAXIS

PLAXIS 8.2 est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves):

3.2.1. Programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

3.2.1.1. Réglages généraux

La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu File. Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension). L'onglet Project contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération. L'onglet Dimensions contient

les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

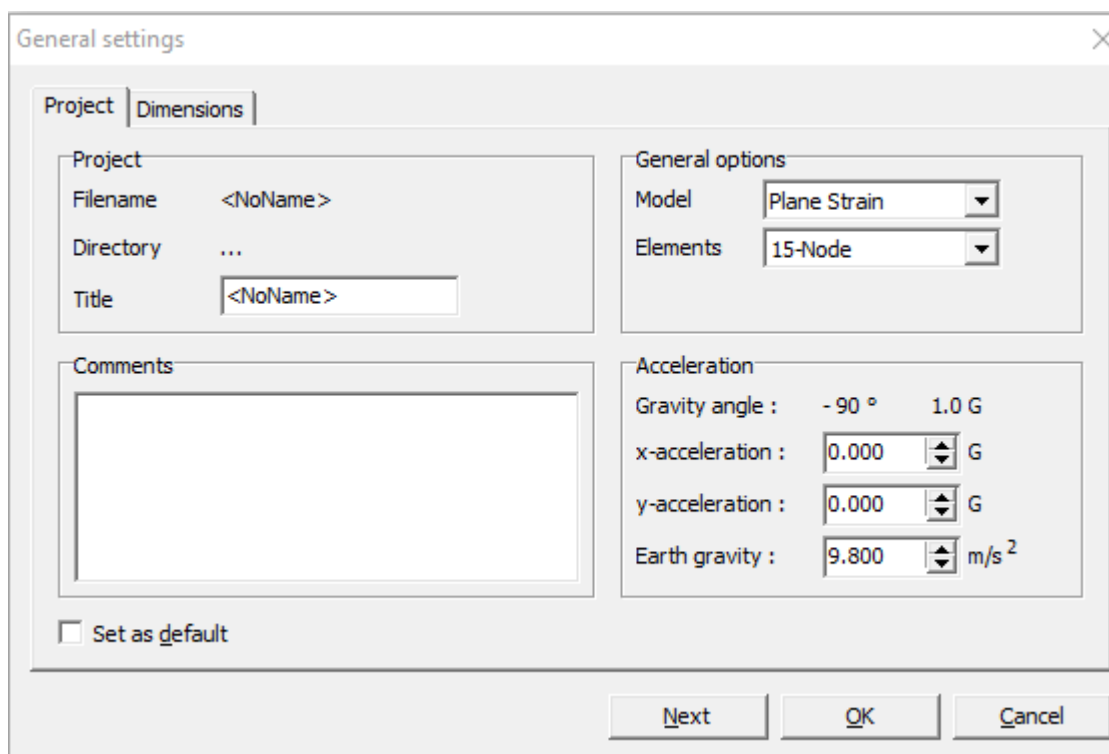


Figure 3.1: Fenetre de réglage généraux

3.2.1.2. Type de modèle (Model)

PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric). Des programmes de PLAXIS séparés sont disponibles pour effectuer des analyses 3D. Le réglage par défaut du paramètre Model est Plane strain.

3.2.1.3. Elements (Elements)

Des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3.1) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume peuvent être sélectionnés. L'élément à 15 nœuds fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (Figure 3.2). Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant

donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

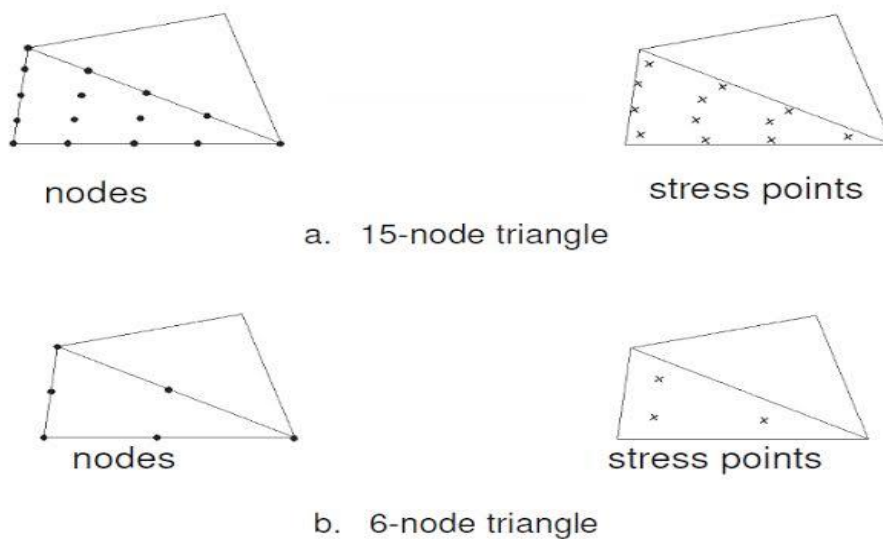


Figure 3.2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les élément de sol

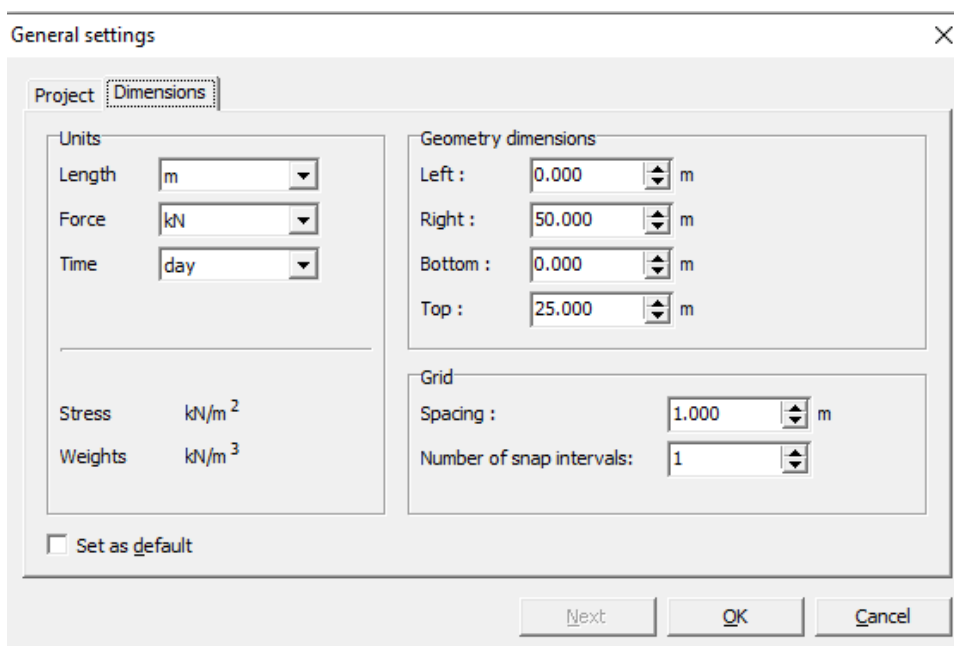


Figure 3.3: fenêtre de réglage généraux (onglet dimensions)

3.2.1.4. Gravité et accélération

Par défaut, l'accélération de la gravité terrestre, g , est fixée à $9,8 \text{ m/s}^2$ et la direction de la gravité coïncide avec l'axe des y négatifs, c'est-à-dire une orientation de -90° dans le plan (x,y) . par l'utilisateur. La gravité est contrôlée par le coefficient de charge total relatif au poids des matériaux, $Smweight$. En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudostatique.

3.2.1.5. Unités

Les unités de longueur, force et temps à utiliser dans l'analyse sont définies lorsque les données d'entrées sont spécifiées. Ces unités fondamentales sont à définir dans l'onglet Dimensions de la fenêtre de réglages généraux (General settings).

3.2.1.5. Dimensions

Au démarrage d'un nouveau projet, l'utilisateur doit spécifier les dimensions de la planche à dessin de manière à ce que le modèle géométrique à créer tienne dans ces dimensions. Celles-ci sont saisies dans l'onglet Dimensions de la fenêtre General settings.

3.2.1.6. Grille

Afin de faciliter la création de la géométrie, l'utilisateur peut définir une grille sur la planche à dessin. Cette grille peut être utilisée pour placer le pointeur dans des positions « régulières ». La grille est définie au moyen d'un espacement (Spacing) et d'un nombre d'intervalles (Number of intervals). Les caractéristiques de la grille sont entrées dans l'onglet Dimensions de la fenêtre General settings. Le menu View peut permettre d'activer ou de désactiver la grille et les points d'ancrage.

3.2.2. Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composants de base, des éléments de structure (géogrilles, interface...) et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler l'interaction sol-structure, le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, ou les chargements.

3.2.3. Eléments de géogridde

Les géogriddes sont des éléments élancés possédant une rigidité normale EA mais aucune rigidité de flexion, composées d'éléments (linéaires) ayant deux degrés de liberté en translation à chaque nœud (u_x, u_y). Le type d'éléments pour les éléments de géogriddes est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi. Quand des éléments de sol à 15 nœuds sont utilisés, chaque élément de géogridde est défini par cinq nœuds alors que des éléments de sol à 6 nœuds sont combinés avec des éléments de géogriddes à 3 nœuds. Les efforts axiaux sont évalués aux points de contrainte de Newton-Cotes. Ces points de contrainte coïncident avec les nœuds. La localisation des nœuds et points de contraintes des éléments de géogridde sont indiqués sur la Figure 3.4.

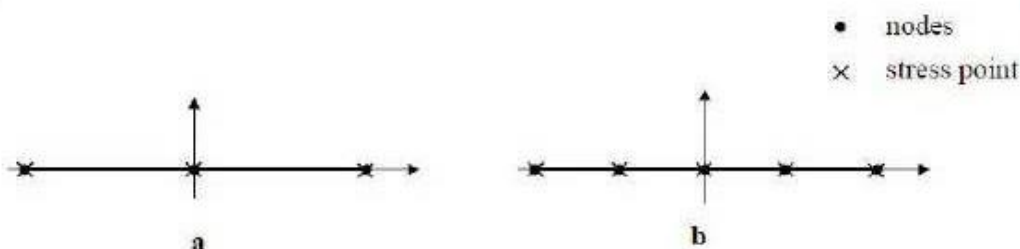


Figure 3.4: Position des nœuds et des points de contrainte sur les éléments de géogridde à 3 nœuds et à 5 nœuds.

3.2.4. Interfaces

Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géosynthétiques ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

3.2.4.1. Résistance d'interface (Rinter)

Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire. Pour les interfaces dont le comportement élastique, la contrainte tangentielle π est donnée par:

$$|\pi| < \sigma n \tan \varphi_i + C_i \quad (3.1)$$

et pour un comportement plastique $|\pi|$ est donné par:

$$|\pi| = \sigma_n \tan \varphi_i + C_i \quad (3.2)$$

où φ_i et C_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol.

Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes:

$$C_i = R_{inter} C_{soil} \quad (3.3)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} \leq \varphi_{soil} \quad (3.4)$$

$$\Psi_i = 0^\circ \text{ pour } R_{inter} < 1, \text{ sino } \Psi_i = \Psi_{soil}$$

En plus du critère de cisaillement de Coulomb, le critère de suppression des tractions (tension cut-off), s'applique aux interfaces (s'il n'est pas désactivé):

$$\sigma_n < \sigma_{t,i} = R_{inter} \quad (3.5)$$

Où $\sigma_{t,soil}$ est la résistance de la traction de sol.

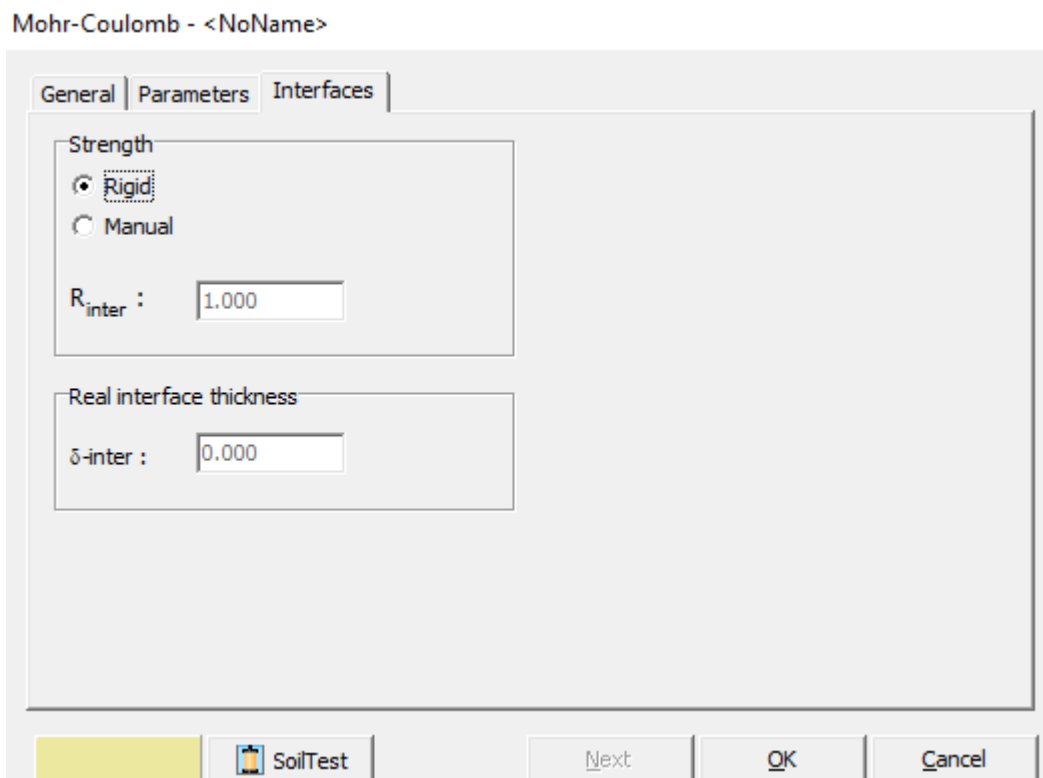


Figure 3.5: Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet Interfaces)

3.2.4.2. Rigide (Rigid)

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à $R_{inter} = 1.0$). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance Ψ_i , sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson ν_i .

3.2.4.3. Manuel (Manual)

Si la résistance d'interface est régie par l'option Manual, la valeur de R_{inter} peut être saisie manuellement. En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. Lorsque l'interface est élastique, des glissements (mouvements relatifs parallèles à l'interface) et des écartements ou rapprochements (déplacements relatifs

perpendiculairement à l'interface) peuvent se produire. Les amplitudes de ces déplacements sont:

$$\text{Ecartement Elastique} = \frac{\sigma t_i}{E_{oed,i}} \quad (3.6)$$

$$\text{Glissement Elastique} = \frac{\tau t_i}{G_i} \quad (3.7)$$

où G_i est le module de cisaillement de l'interface, $E_{oed,i}$ est le module oedométrique de l'interface et t_i est l'épaisseur virtuelle de l'interface générée pendant la création de l'interface dans le modèle géométrique. Les modules de cisaillement et oedométrique sont reliés par l'expression suivante:

$$E_{ref} = 2G_i = \frac{1-\nu_i}{1-2\nu_i} \quad (3.8)$$

$$G_i = R_{inter}^2 G_{soil} \leq G_{soil} \quad (3.9)$$

$$\nu_i = 0.45$$

D'après ces équations, il est clair que si les paramètres élastiques ont de faibles valeurs, les déplacements élastiques pourront être très importants. Mais si les paramètres élastiques ont des valeurs trop importantes, des erreurs numériques peuvent se produire. Le facteur clé pour la rigidité est l'épaisseur virtuelle. Cette valeur est choisie automatiquement de manière à obtenir une rigidité adéquate. L'épaisseur virtuelle peut être modifiée par l'utilisateur dans la fenêtre des propriétés qui apparaît après avoir double-cliqué sur l'interface (Figure 3.5).

3.2.4.4. Épaisseur réelle de l'interface (Real interface thickness) (δ_{inter})

L'épaisseur réelle de l'interface, δ_{inter} , représente l'épaisseur réelle de la zone de cisaillement entre une structure et le sol. La valeur de δ_{inter} n'est importante que dans le cas du modèle de sol avec écrouissage. Notez que des interfaces peuvent être placées des deux côtés d'une ligne géométrique. Cela permet une interaction totale entre les éléments de structure (écrans, plaques, géogrilles, etc...) et le sol avoisinant. Pour distinguer les deux interfaces possibles de part et d'autre d'une ligne géométrique, celles-ci sont identifiées par un signe (+) ou un signe (-).

3.2.4.5. Programme de calcul (Calculations)

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

Programme courbe (Curves)

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

3.3. Lois de comportement utilisées dans PLAXIS

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

- Modèle élastique linéaire .
- Modèle de Mohr-Coulomb .
- Modèle de sol avec écoulement (Harding Soil Model) .
- Modèle "SSM", pour les sols mous.
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

3.3.1. Modèle de Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres Les deux premiers sont E et ν paramètres d'élasticité. Les deux autres sont C et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classique de la géotechnique, certes

souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

3.3.1.1. Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

Mohr-Coulomb - Sol de fondation

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 2.000E+04 kN/m²

ν (nu) : 0.495

Strength

c_{ref} : 10.000 kN/m²

ϕ (phi) : 0.000 °

ψ (psi) : 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 6688.963 kN/m²

E_{oed} : 6.756E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 60.350 m/s

V_p : 606.500 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 3.6: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (voir Figure 3..1). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple : Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

3.3.1.2. Coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

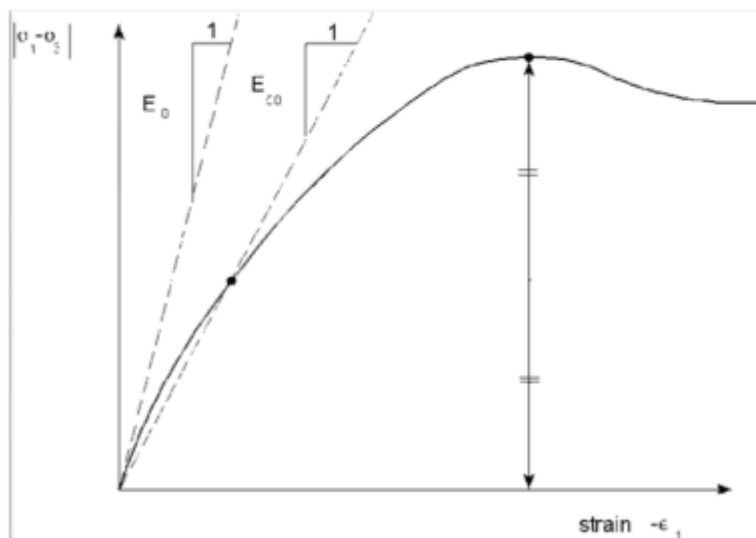


Figure 3.7: Définition du module à 50% de la rupture

3.3.1.3. Angle de frottement

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

3.3.1.4. Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$,

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

3.3.1.5. L'angle de dilatance

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

$$\psi = \varphi - 30 \text{ pour } \varphi > 30^\circ \quad (3.10)$$

ou $\psi = 0$

Le cas ψ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

3.3.1.6. Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 3.8).

Advanced parameters Mohr-Coulomb

Stiffness
 $E_{\text{increment}}$: 0,000 kN/m²/m
 γ_{ref} : 0,000 m

Strength
 $c_{\text{increment}}$: 0,000 kN/m²/m
 γ_{ref} : 0,000 m
 Tension cut off
 Tensile strength : 0,000 kN/m²

Undrained behaviour
 Standard settings
 Manual settings
 Skempton-B : 0,978
 v_u : 0,495
 $K_{w,\text{ref}} / n$: 1,500E+06 kN/m²

Consolidation
 $C_{v,\text{ref}}$: N/A m²/day
 $C_{v,\text{ref}} = \frac{k_y \cdot E_{\text{ced}}}{\gamma_w}$

OK Cancel Default Help

Figure 3.8: Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb

3.4. Conclusion

PLAXIS est un outil puissant pour les ingénieurs géotechniciens, permettant une analyse robuste et efficace des problèmes de sol et de fondation. Sa simplicité et son efficacité numérique en font un choix courant pour de nombreuses applications géotechniques. Cependant, il est important de comprendre ses limitations et de considérer des modèles plus sophistiqués lorsque des comportements plus complexes du sol doivent être représentés. Une utilisation judicieuse de PLAXIS avec le modèle de Mohr-Coulomb, combinée à des données de terrain précises et une validation rigoureuse, peut mener à des analyses géotechniques fiables et informées, contribuant à la sécurité et à la stabilité des projets de construction.

Chapitre 4

Modélisation numérique du corps de chaussée renforcé par geosynthétique

4.1. Introduction

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

Le problème sera étudié en deux dimensions. 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 ;
- Rigidité axiale (raideur) du renforcement ;
- Résistance non drainée au cisaillement c_u ;
- Nombre des nappes de renforcement.

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. Présentation du cas étudié

Le cas étudié concerne la construction d'une chaussée non revêtue sur un sol compressible de type sebkha. La chaussée considérée ici traverse la sebkha du Chott El-Hodna dans sa partie orientale (figure 4.1) en le partageant en deux bassins.

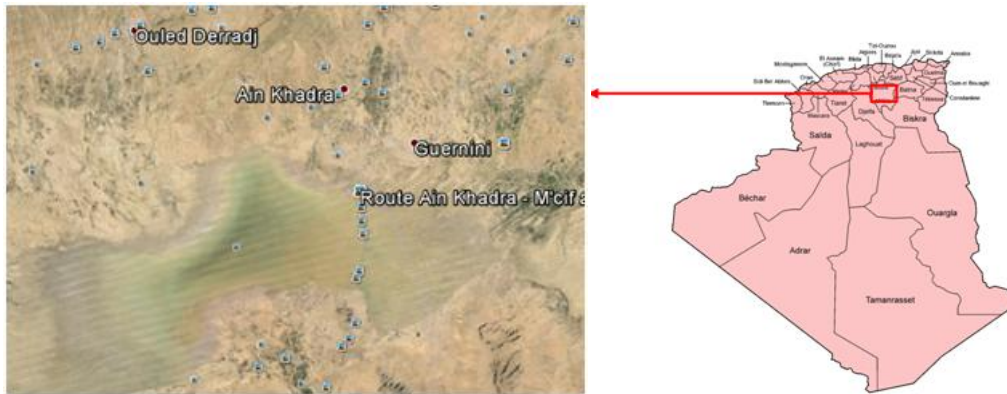


Figure 4.1: Situation du cas étudié

Le calcul hydrologique a donné une hauteur maximale pour les deux bassins, après construction du remblai, égale à 1.39 m pour une période de retour millénaire. La figure 4.2 présente deux photos prises respectivement le mois de Juillet 2005 et le mois de décembre 2005 visualisant: (a) l'enfoncement des pieds dans le sol d'environ 4 à 6 cm correspondant à un CBR de 1 à 1.5 % et (b) l'inondation du tracé.



(a) Visualisation de l'enfoncement des pieds

(b) Tracé inondé

Figure 4.2: Etat de surface du tracé

Il est important de noter que le sol de cette sebkha est trompant de point de vue de portance du sol. Dans un état sec un camion et même un compacteur pneumatique peut circuler (figure 4.3), alors qu'une faible humidification du sol réduit considérablement sa portance (figure 4.4).



Figure 4.3: Illustration de la forte portance du sol de sebkha à l'état sec



Figure 4.4: Illustration de la faible portance du sol de sebkha saturé sans géotextile

A cause de possibilité de présence d'eau en surface du sol, de la faible portance du sol support et particulièrement sa sensibilité à la teneur en eau, de sérieuses difficultés sont rencontrées lors de la reconnaissance du sol. Aucun engin ne peut circuler sans risque d'enfoncement. Ainsi, à part les quatre puits de reconnaissance de 2 m de profondeur réalisés à la périphérie de sebkha, la reconnaissance a été faite en parallèle avec l'avancement des deux premières couches du remblai routier.

Le programme d'investigation géotechnique a compris 15 sondages carottés et 10 essais au pénétromètre statique de 20 m de profondeur sauf le sondage au milieu de sebkha de 42 m permettant d'explorer le fond de sebkha. La stratigraphie du site de sebkha mise à jour par les sondages est variable verticalement et latéralement. Le profile géotechnique au milieu du tracé dans le Chott se compose d'une couche vaseuse brune de limon argileux avec une épaisseur variant de 3m à 5m, surmontant une couche d'épaisseur de 5 à 7 m de marne limoneuse grise avec des concrétions de gypse et des couches minces de sable à granulométrie fine. Ces deux couches sont parfois alternées par une couche de marne sableuse ou de limon sableux. Près des bords de sebkha l'épaisseur des couches molles diminue. Les résultats des essais sur les carottes difficilement récupérées (figure 4.5) montrent que dans les couches molles, le coefficient de compressibilité C_c varie entre 0.31 et 0.56, l'indice de plasticité I_p varie entre 27.5 et 48.5 et la densité du sol varie de 1.38 au 1.64. Ces résultats signalent la

présence d'un sol mou de forte compressibilité. Les essais à la boîte de cisaillement non drainée ont fourni pour les couches d'argile molle brune et argile grise gypsifère des valeurs de la cohésion non drainée C_u comprises entre 9 kPa et 30 kPa. Les valeurs du coefficient de consolidation verticale C_v sont comprises entre 2×10^{-8} m²/s et 1×10^{-7} m²/s.

Au milieu de sabkha, l'épaisseur des couches molles peut atteindre 10 m. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats des tests au pénétromètre statique ne montrant aucune résistance de pointe pour cette profondeur (figure 4.6).



Figure 4.5 : Caisse des sondages carottés

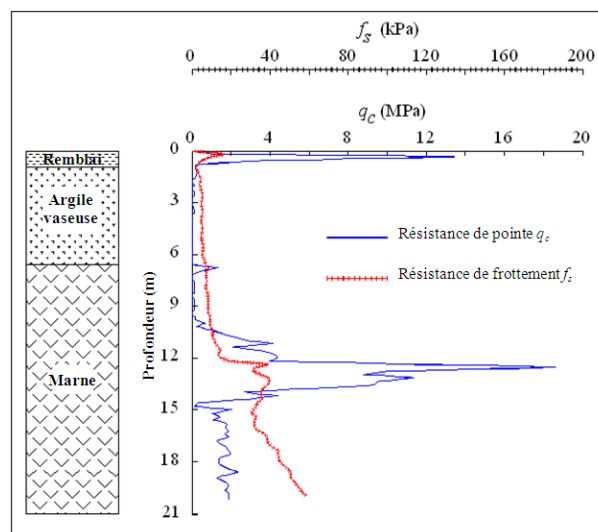


Figure 4.6: Résultat typique du pénétromètre statique

Les figure 4.7 illustrent les difficultés rencontrées lors de la construction de la route non revêtue sans l'incorporation des géosynthétiques. Les ornières dépassent les 30 cm et le matériau du remblai se mélangent avec le sol support. Des difficultés de traficabilité particulièrement des camions sont gêné beaucoup l'avancement des travaux. Suite à une planche d'essai, très concluante sur les avantages d'utilisation des géosynthétiques à la base

de la route, cette technique a été retenue pour la construction du tronçon franchissant la sebkha du Chott El Hodna (figure 4.8).



Figure 4.7: Visualisation des difficultés de mise en place de la première couche du remblai sans géotextile



Figure 4.8: Pose de la deuxième couche du remblai

4.3. Analyse analytique

Nous avons présenté dans le chapitre 2 les méthodes analytiques existantes. Dans ce mémoire, on a élaboré un programme Excel pour calculer l'épaisseur d'un corps de chaussée non revêtue renforcée ou non par géosynthétiques. Ce programme est basé sur les principes et les formules de la méthode analytique de Giroud et Han (2004). 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.

Pour une épaisseur de base donnée, la pression limite sur le sol support est donnée par : $q_{lim\ sol} = m N_c C_u$. 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 un géosynthétique.

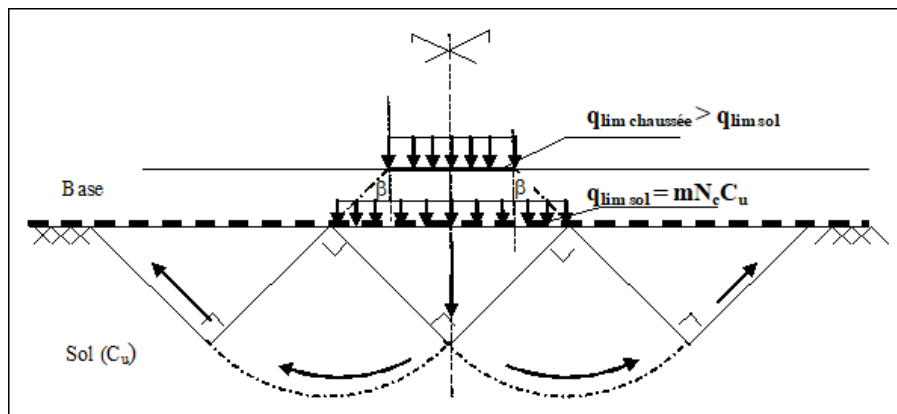


Figure 4.9: Mécanisme de rupture sous la semelle filante (la roue)

Le calcul par le programme élaboré diminue les itérations qu'on peut rencontrer dans le calcul manuel ce qui facilite l'opération. Le détail de ce programme se trouve dans l'annexe du présent mémoire (voire l'annexe).

Le seul facteur traité, dans cette présentation, c'est l'essieu de référence qui change d'un pays à un autre. L'effet du renforcement est, clairement, remarqué à travers le changement d'épaisseur dans les deux cas (sans et avec renforcement) du calcul. Le tableau 4.1 suivant présente les résultats du calcul en fonction de la valeur d'essieu.

Table 4.1: Effet du renforcement sur l'épaisseur d'une chaussée non revêtue (résultats du programme)

Pays	Essieu de référence (kN)	Charge sur roue (kN)	Epaisseur de chaussée non renforcée (m)	Epaisseur de chaussée renforcée (m)
Algérie	130	65	0.66	0.26
France	130	65	0.66	0.26
Suisse	80	40	0.50	0.18
USA	80	40	0.50	0.18
Pays-Bas	100	50	0.81	0.32

D'après les résultats obtenus, On constate que le renforcement réduit l'épaisseur de la chaussée avec un pourcentage de 50% et plus.

4.4. Modélisation numérique

Une série d'analyses par éléments finis bidimensionnelles a été exécutée sur une route non revêtue renforcé et non renforcé (avec et sans géosynthétique) afin d'évaluer l'effet du renforcement sur la capacité portante du sol de sebkha. Le sol de fondation est un sol mou de type sebkha de 8 m d'épaisseur. La largeur moyenne de roue et la distance de centre à centre entre les paires des roues de véhicule ont été prises pour être de 0.5 m et 2 m, respectivement (figure 4.10).

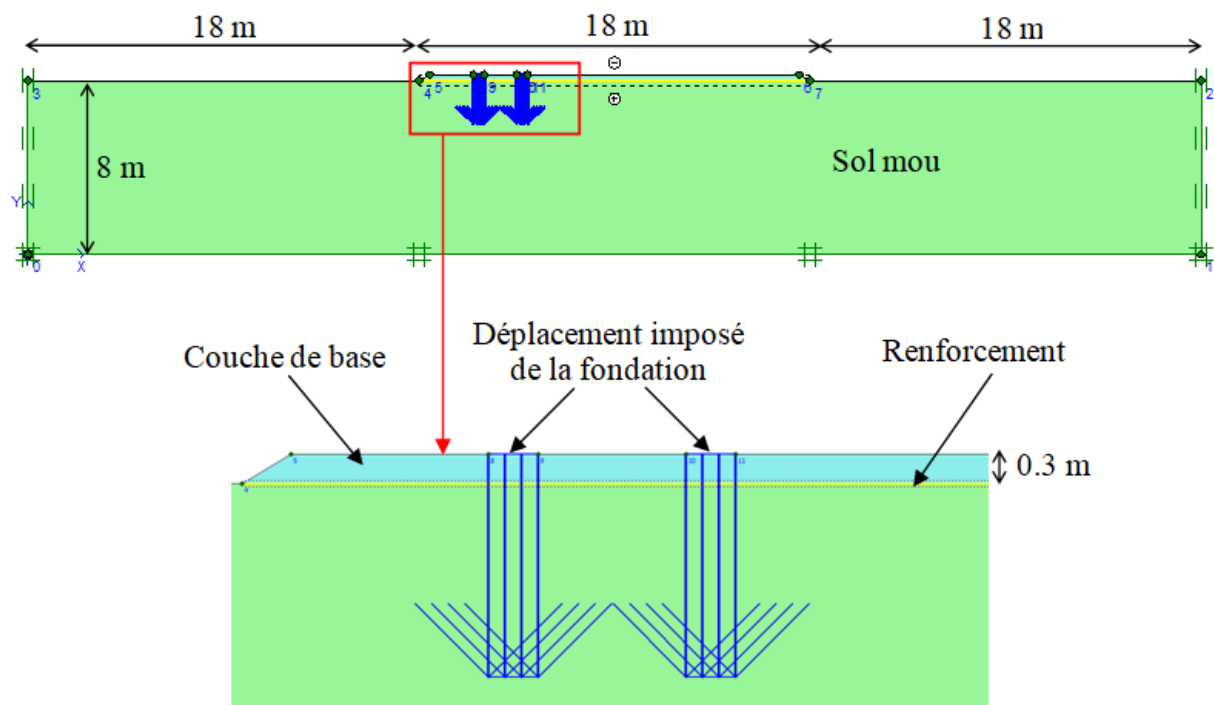


Figure 4.10: Géométrie de la route non revêtue renforcée par géosynthétique sur sol mou

La taille du domaine modélisé a été déterminée sur la base des calculs préliminaires, pendant lesquels le maillage a été progressivement raffiné et ses limites se sont étendues jusqu'aux contraintes et déformations au niveau des zones fortement sollicitées ont suffisamment stabilisé. Les résultats des calculs préliminaires ont montré que la zone modélisée a une largeur horizontale globale de 54 m et une épaisseur verticale de 8.3 m. Aux limites gauche et droite, le déplacement horizontal a été fixé, mais le déplacement vertical a été permis. À la limite inférieure, les déplacements horizontaux et verticaux ont été fixés. Un état plan de

déformations et des éléments triangulaires à 15 nœuds ont été utilisés pour l'analyse. Le maillage d'éléments finis de la géométrie est présenté dans la figure 4.11.

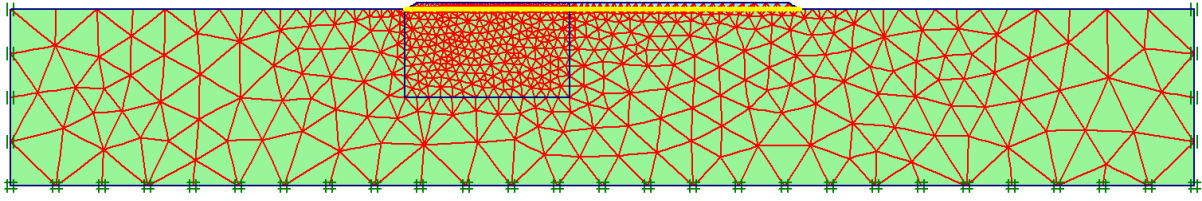


Figure 4.11: Maillage d'éléments finis de la géométrie

L'étude du comportement de la chaussée non revêtue qui peut être renforcée ou non par géosynthétiques, se présente comme étant un problème 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 un tout-venant des oueds ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb ;
- Un sol de fondation ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr coulomb sans frottement ;
- Un géosynthétique de renforcement interposée entre le sol et la base. Le géosynthétique a été représenté en utilisant un élément barre à 5 nœuds travaillant à la traction et sans résistance à la flexion. La seule propriété matérielle exigée pour le géosynthétique est la rigidité axiale, EA . Les valeurs de EA utilisées dans cette analyse est 500 kN/m.

Le contact pneu-chaussée est supposé parfaitement rugueux. Le contact sol- géosynthétique et base-géosynthétique 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). 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 0.1 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 paramètres du sol obtenus à partir des essais en laboratoire utilisés dans cette analyse numérique sont représentés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2: Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb utilisés dans l'analyse par éléments finis

Paramètre	Chaussée	Sol mou
Type de comportement de matériau	Drainée	Non drainée
Poids volumique γ (kN/m ³)	20	18
Cohésion C (kN/m ²)	1	10
Angle de frottement φ (°)	35	0
Angle de dilatance ψ (°)	0	0
Module d'Young E (kN/m ²)	30000	10000
Coefficient de Poisson ν	0.3	0.495

4.5. Résultats des simulations numériques

Les résultats de l'analyse numérique avec PLAXIS, sont présentés sur les figures 4.12 à 4.19. Ces figures concernent aussi bien les chaussées renforcées que les chaussées non renforcées. Il en résulte les remarques suivantes :

- Le mécanisme de rupture sous la roue reflété par l'analyse numérique est adéquat avec l'approche théorique d'une semelle filante schématisée dans la figure 4.9 (figure 4.13) ;
- Le renforcement force la surface de rupture potentielle à se développer selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale (figure 4.14) ;
- Le renforcement permet de mobiliser une masse plus importante et plus profonde du sol de fondation (voir figures 4.13 à 4.14) ;
- L'analyse en grandes déformations montre que la concentration des déformations sous la semelle filante (la roue) est plus prononcée dans les deux cas sans et avec renforcement (voir le maillage dans la figure 4.12) ;
- Le renforcement permet d'empêcher de l'étalement latéral de l'agrégat de la couche de base (figures 4.14 et 4.18) ;
- Le confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement (figures 4.14 et 4.18) ;
- Le mécanisme de membrane tendue est plus approprié quand une ornière ou une large déformation verticale est permise. Ainsi ce mécanisme est approprié aux routes non

revêtues. La composante verticale de la force de tension du renforcement réduit les incréments de déformation verticale de la couche de base (figures 4.16, 4.17 et 4.19) ;

- Le chargement de la couche base permet de mobiliser des ornières de surface qui forcent le géotextile à déformer (figure 4.17) ;
- L'intensité des vecteurs de déplacements dans la chaussée renforcée est évidemment très significative comparée au chaussée non renforcée (figure 4.13) ;
- La distribution des points plastiques de cisaillement (points de Mohr-Coulomb) pour la chaussée renforcée est étendue aux bords de la semelle filante (la roue), en comparaison avec la chaussée non renforcée, en raison du confinement latéral interne qui permet à la couche de base de mobiliser plus de résistance au cisaillement (figure 4.14).

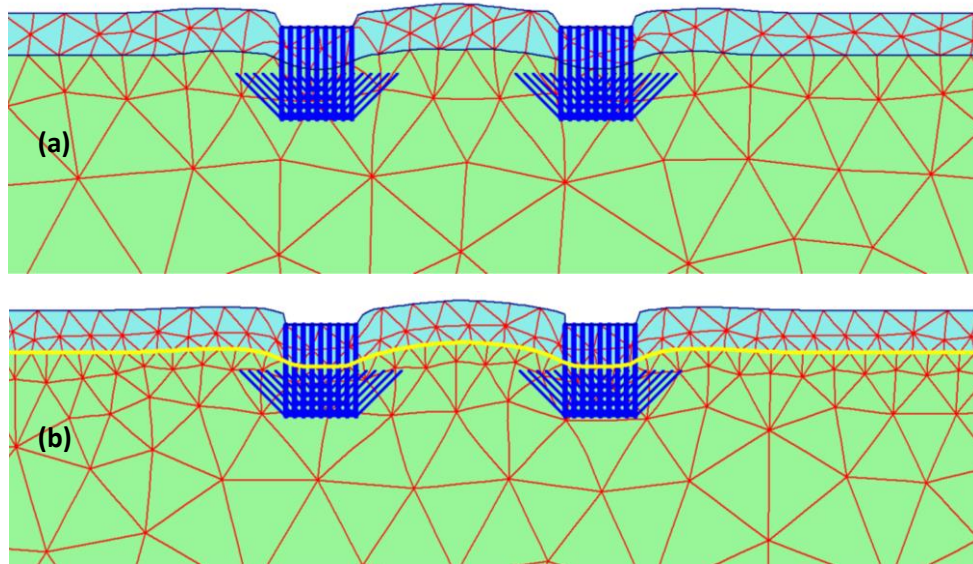


Figure 4.12: Géométrie déformée (échelle réelle) : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée

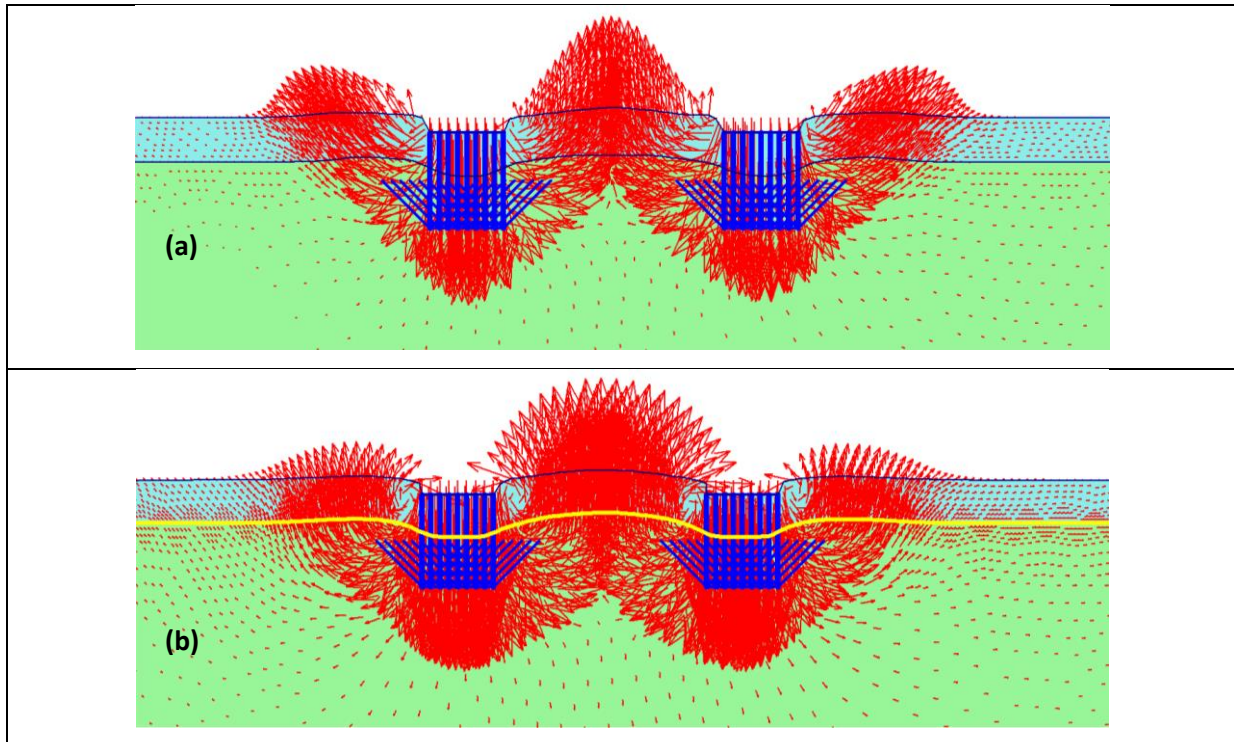


Figure 4.13: Vecteurs de déplacement (échelle réelle) : (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée

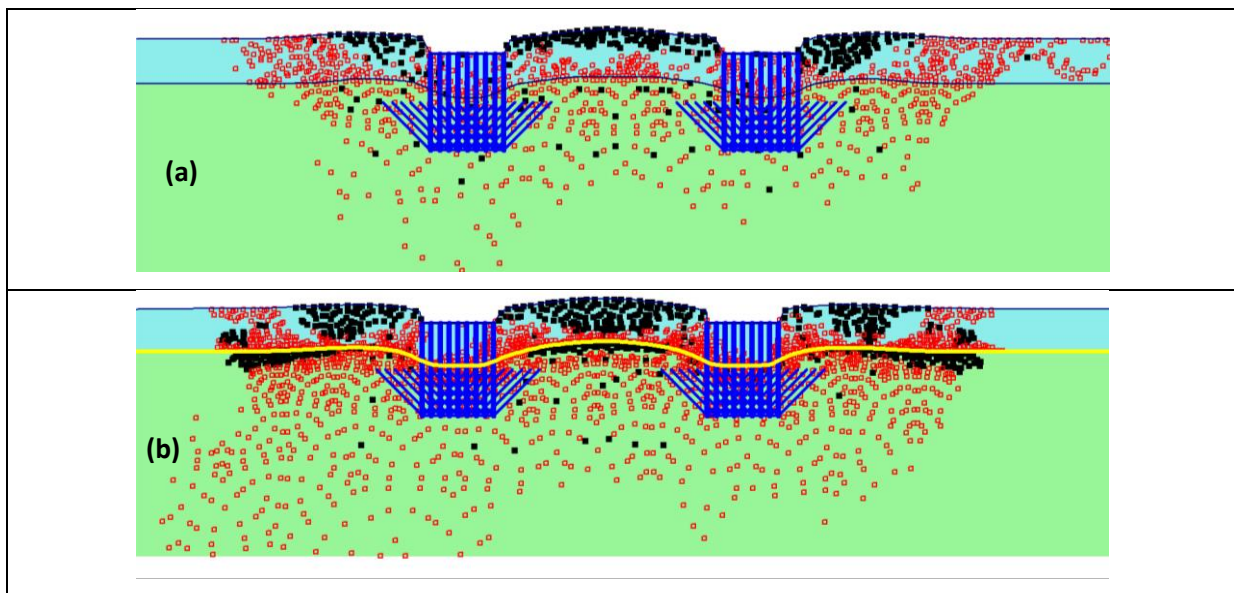


Figure 4.14: Points plastiques: (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée

4.5.1. Réponse Charge – Déplacement

La figure 4.15 montre l'effet du renforcement sur la capacité portante du sol support. La figure montre que le comportement charge-déplacement pendant le chargement initial élastique qui va jusqu'à un déplacement de 1 cm, est identique pour les 2 cas. Ce n'est qu'au début du comportement plastique que les courbes commencent à diverger. La valeur limite

asymptotique correspond à la capacité portante ultime pour le cas non renforcé. Cependant, la capacité portante augmente avec le déplacement pour le cas renforcé. Comme le montre la figure 4.15, la capacité portante maximale augmente de 156.30 kN/m² (sans renforcement) à 230.77 kN/m² (avec renforcement), une augmentation de 48%. 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.

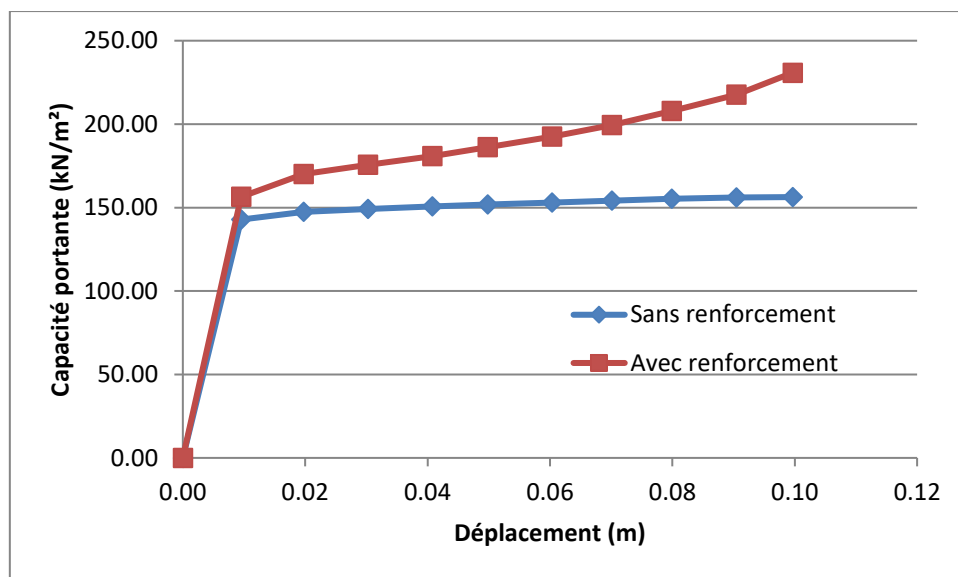


Figure 4.15: Effet du renforcement sur l'amélioration de la capacité portante

4.5.2. Déformé et forces de traction dans le renforcement

Les forces de traction développées dans le renforcement sont représentées sur la figure 4.16. Les forces sont hautes au-dessus de la roue et restent faibles dans les autres espaces. La variation de ces forces suit la même allure que la déformée du renforcement à la base de la route non revêtue (figure 4.17). On voit clairement que la grandeur des forces de traction s'étend de 1 kN/m à 22 kN/m. Ces forces de traction sont beaucoup inférieures à la résistance à la traction à long terme de la plupart des géosynthétiques disponibles dans le marché.

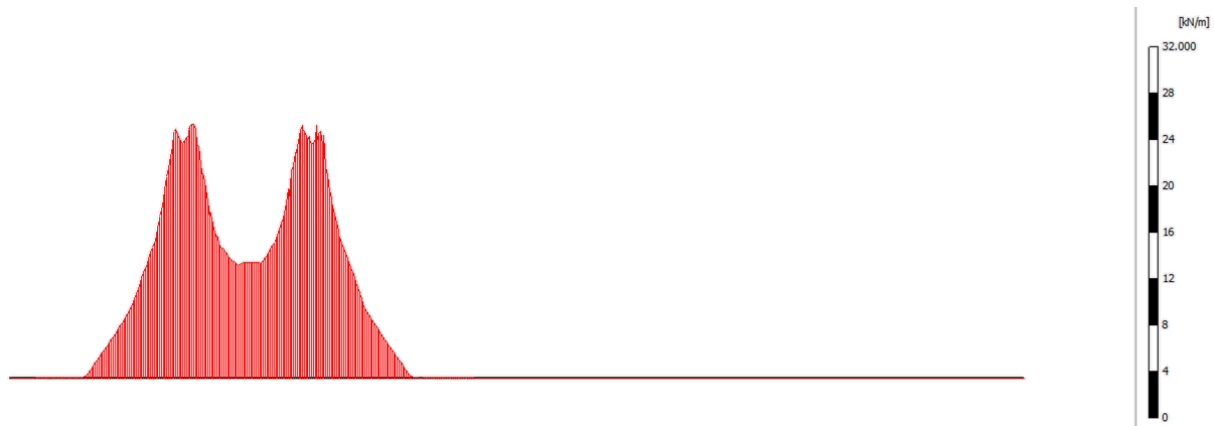


Figure 4.16: Forces de traction dans le renforcement

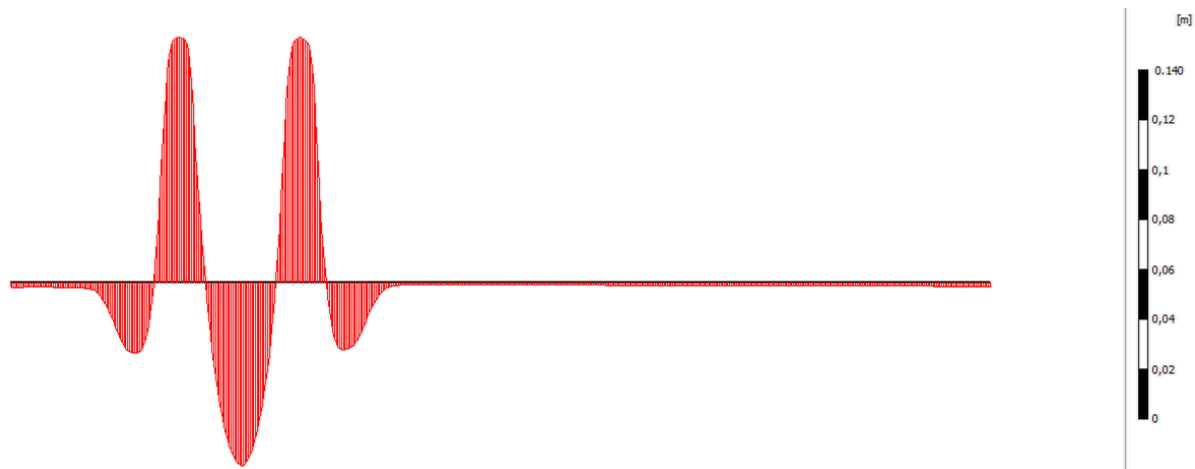


Figure 4.17: Déformations verticales dans le renforcement

4.5.3. Contraintes agissant sur l'interface sol-base

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.

Les contraintes tangentielles sur une chaussée, montrées sur la figure 4.18, sont fortes sous la semelle (ici c'est la roue) dans les 2 cas (sans et avec renforcement). On peut remarquer aussi qu'au delà de la distance $x = 8$ m de l'interface Sol-base, les contraintes diminuent en grandeur. L'analyse des résultats de la figure 4.18 montre clairement l'effet ou **le mécanisme du renforcement**. Les contraintes tangentielles qui avaient atteint un maximum de $1 \cdot c_u$ ($\tau_{xy} = 10$ kPa) pour les chaussées non renforcées sont réduites par le renforcement à un maximum de $0.7 \cdot c_u$ ($\tau_{xy} = 7$ kPa). On peut expliquer ce résultat par l'effet de confinement latéral fourni par le renforcement.

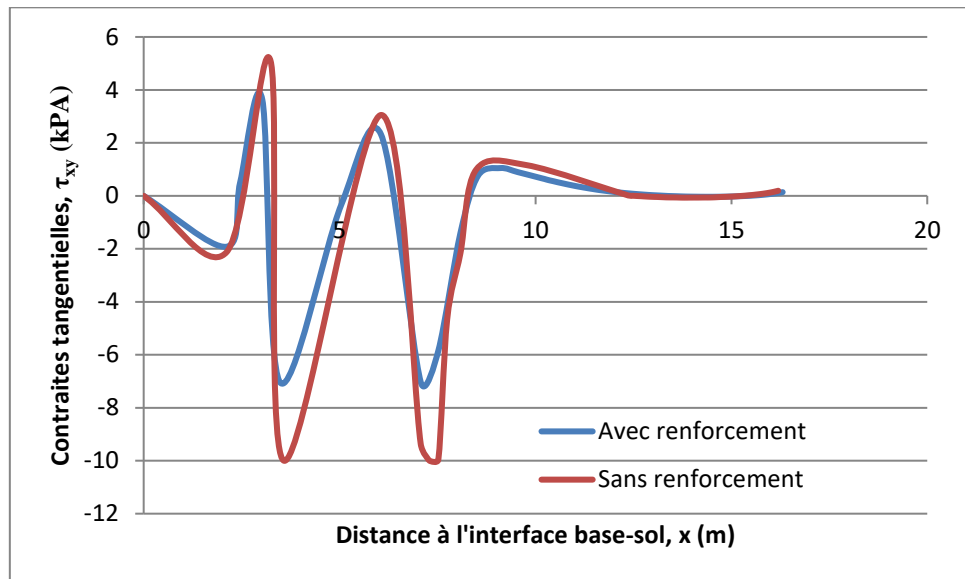


Figure 4.18: Contraintes tangentielles agissant sur l'interface d'une chaussée non revêtue

Les contraintes verticales sur la chaussée sont montrées sur la figure 4.15 pour les deux cas sans et avec renforcement. Il est clair que les contraintes normales (figure 4.19) sont importantes et atteignent un pic de $6.5 c_u$ ($\sigma_{yy} = 65 \text{ kPa}$) et $5.5 c_u$ ($\sigma_{yy} = 55 \text{ kPa}$) respectivement pour les deux cas sans et avec renforcement. On peut remarquer que la présence du renforcement provoque la diminution des contraintes normales sur l'interface Sol-Base. On peut remarquer aussi que les contraintes normales sous le renforcement sont mieux réparties, comparativement avec le cas sans renforcement. Dans la suite, nous allons entamer une étude paramétrique pour étudier l'influence des propriétés des matériaux, base, sol, renforcement sur ces mécanismes.

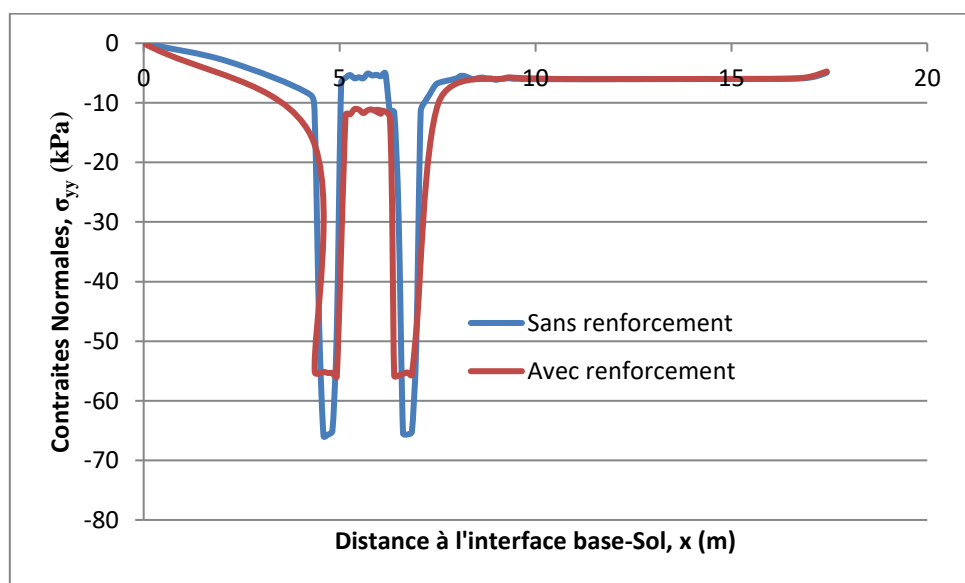


Figure 4.19: Contraintes normales agissant sur l'interface d'une chaussée non revêtue

4.6. 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 rigidité axiale du renforcement, le nombre des nappes de renforcement sur l'amélioration de la capacité portante d'une chaussée non revêtue.

4.6.1. Influence de la cohésion non drainée, c_u

La figure 4.20 montre la variation de l'amélioration de la capacité portante avec la cohésion non drainée C_u du sol support. Il est à noter que l'amélioration est plus significative pour les valeurs faibles de C_u . Cette amélioration diminue avec l'augmentation de C_u et devient pratiquement négligeable pour C_u supérieure à 80 kN/m² puisque le sol support peut résister les charges appliquées.

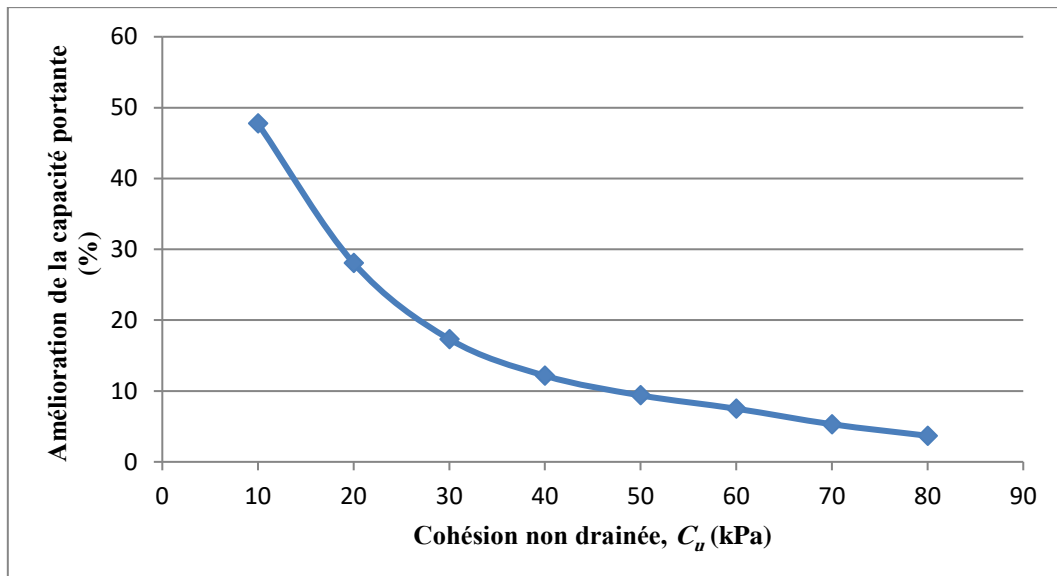


Figure 4.20: Influence de la cohésion non drainée, C_u , sur l'amélioration de la capacité portante

4.6.2. Influence de la rigidité axiale, EA

La figure 4.21 présente la variation de la pression ultime avec la variation de la de la rigidité axiale, EA du renforcement. On remarque l'évolution de la capacité portante avec l'augmentation de la rigidité axiale, EA du renforcement. Mais cette évolution atteint une limite pour les rigidités axiales dépassant $EA = 4000$ kN/m.

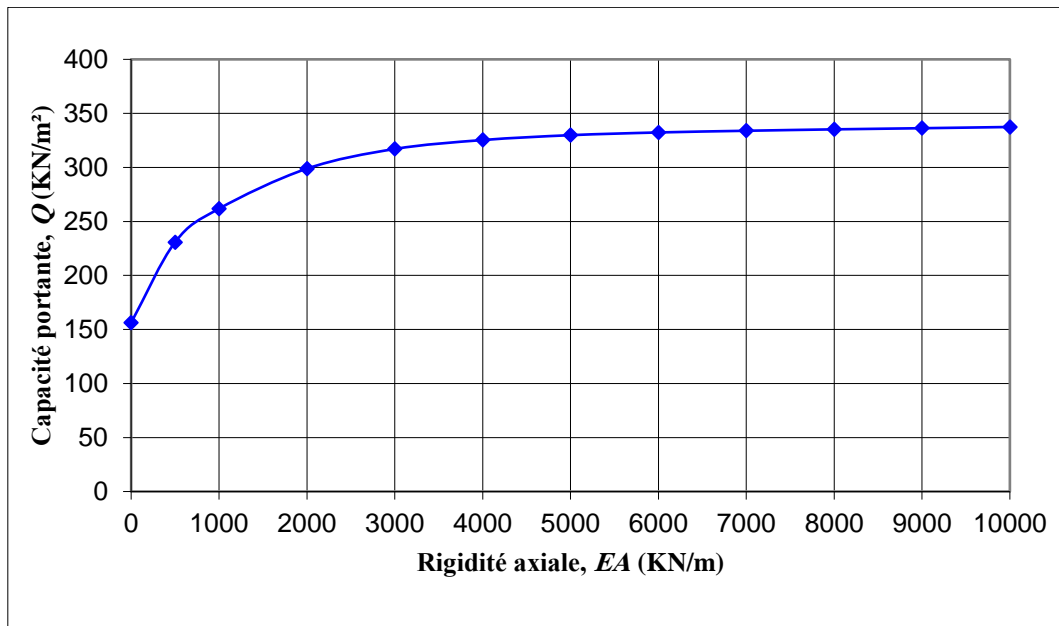


Figure 4.21: Influence de la rigidité axiale du renforcement sur la capacité portante

L'influence de la rigidité axiale EA du renforcement sur l'amélioration de la capacité portante est illustrée dans la figure 4.22. On peut voir que l'amélioration de la capacité portante augmente de manière significative jusqu'à $EA = 2000$ kN/m correspondant à 91% d'amélioration. Le degré de l'amélioration de la capacité portante diminue progressivement quand EA augmente de 2000 à 8000 kN/m. Pour EA supérieure à 8000 kN/m, l'amélioration de la capacité portante reste approximativement constante.

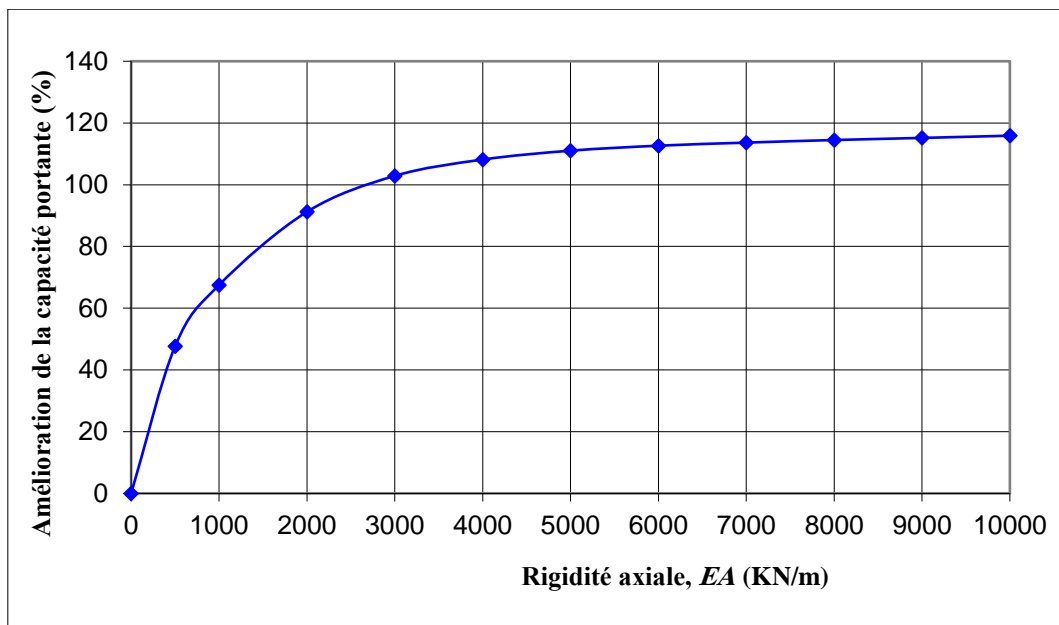


Figure 4.22: Influence de la rigidité axiale, EA , sur l'amélioration de la capacité portante.

Les forces de traction maximales développées augmentent avec la rigidité axiale du renforcement EA comme illustré sur la figure 4.23. Cette figure montre une sensibilité élevée des forces de traction maximales dans le renforcement à la rigidité axiale EA pour la gamme 0-2000 kN/m. Il vient donc que, au-delà d'une rigidité axiale $EA = 2000$ kN/m la forces de traction maximale continue à augmenter sans contrepartie en capacité portante.

Par conséquent, on peut conclure que, il y a intérêt à étudier le rapport rigidité axiale/capacité portante pour arrêter le choix d'un géosynthétique optimale.

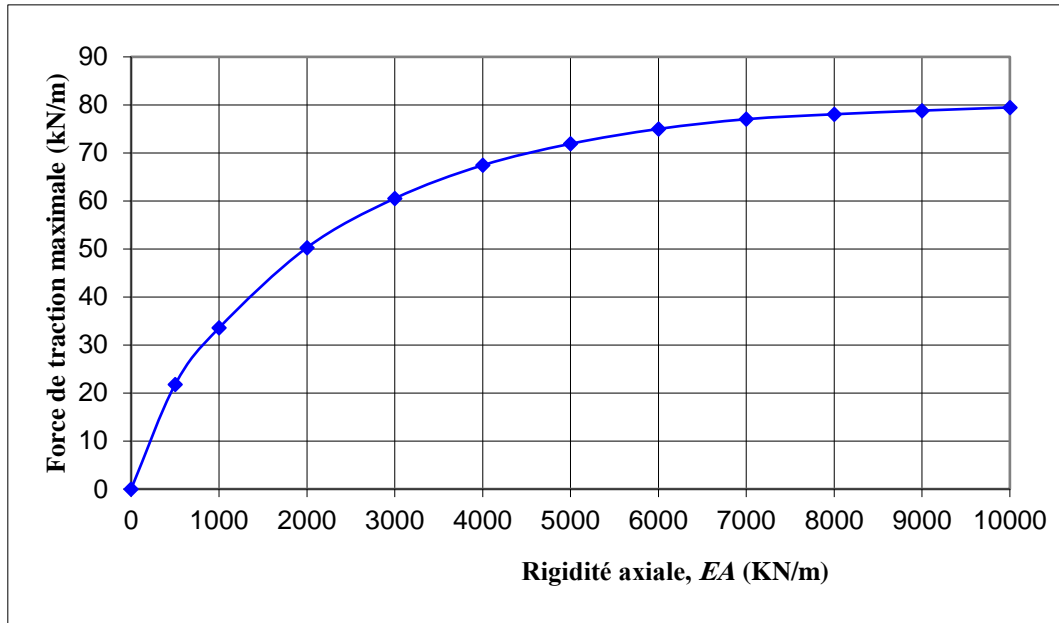


Figure 4.23: Influence de la rigidité axiale, EA sur la force de traction maximale dans le renforcement

4.6.3. Influence de l'épaisseur de couche de base

Des simulations numériques ont été effectuées pour étudier l'influence de l'épaisseur de la couche de base sur la capacité portante d'une chaussée non revêtue avec et sans renforcement reposant sur un sol mou. Les mêmes caractéristiques dans le tableau 111 sont utilisées pour la chaussée et le sol support. Le modèle géométrique utilisé est représenté dans la figure 4.24.

On peut remarquer que les points plastiques présentés dans la figure 4.25 sont distribués autour de la zone de contact charge-chaussée montrant ainsi l'effet de l'épaisseur de la chaussée sur les mécanismes du renforcement.

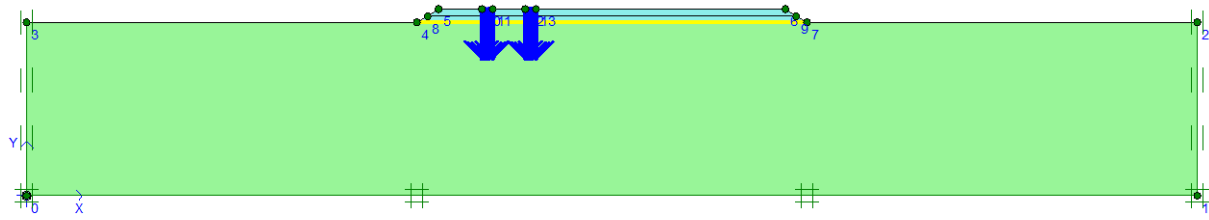


Figure 4.24: Géométrie de la route non revêtue d'épaisseur $H = 0.6$ m renforcée par géosynthétique sur sol mou

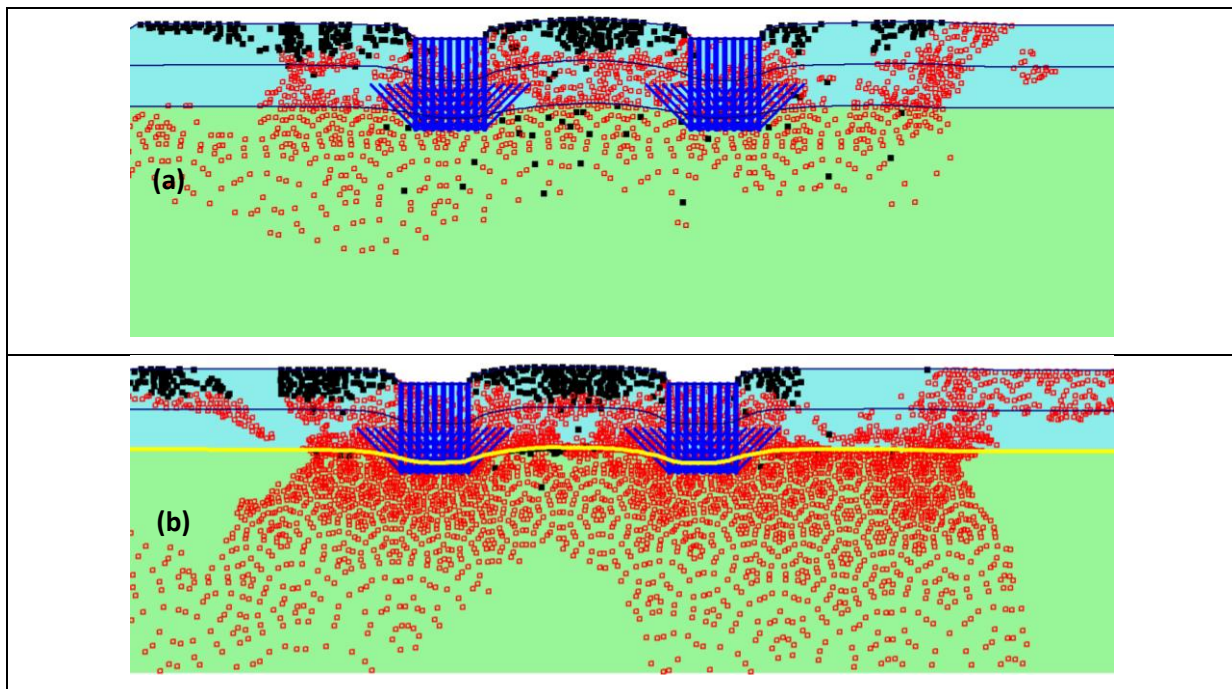


Figure 4.25: Points plastiques: Chaussée d'épaisseur $H = 0.6$ m ; (a) Chaussée non renforcée ; (b) Chaussée renforcée

La figure 4.26 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 du renforcement est de 26 %. La figure 4.27 présente la variation de l'amélioration de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la couche de base. On constate que le pourcentage d'amélioration de la capacité portante pour l'épaisseur $H = 0.3$ m est plus faible par rapport à l'épaisseur $H = 0.6$ m. On peut remarquer aussi que cette amélioration évolue avec l'augmentation de la rigidité axiale du renforcement pour les deux épaisseurs.

La figure 4.28 montre que le degré d'augmentation de la capacité portante pour une épaisseur de couche de base de 0.6 m est relativement faible jusqu'à une valeur de la rigidité axiale de $EA = 6000\text{kN/m}$ mais reste pratiquement constante au-delà de cette valeur de EA .

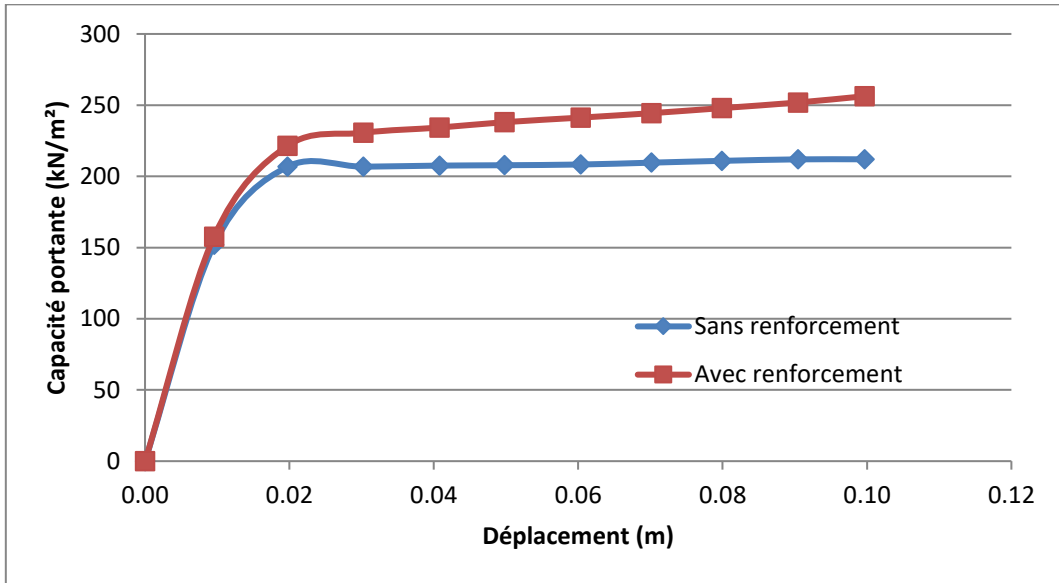


Figure 4.26: Influence de l'épaisseur de la couche de base sur la capacité portante

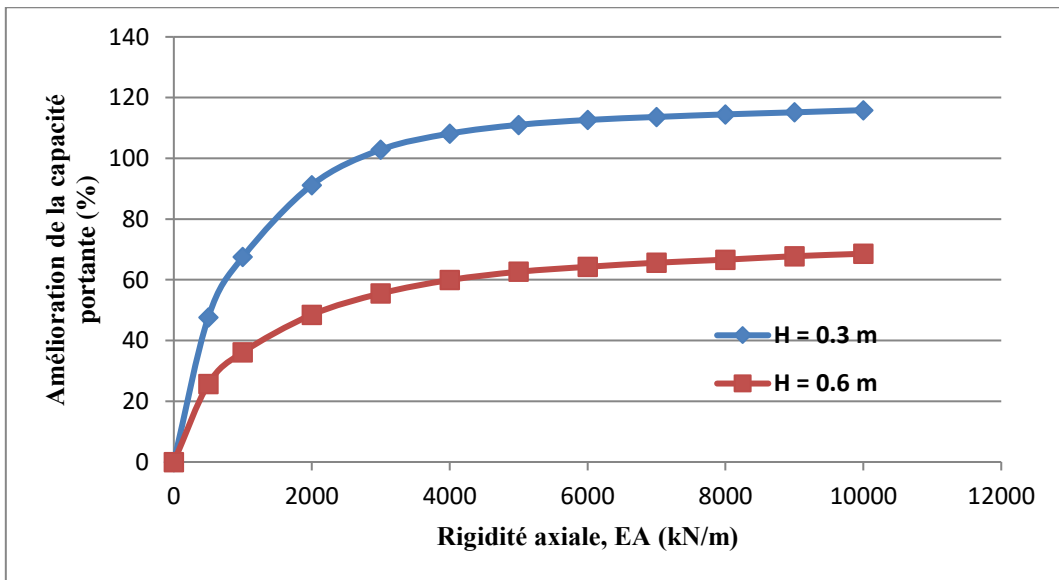


Figure 4.27: Influence de la rigidité axiale, EA, sur l'amélioration de la capacité portante pour les deux épaisseurs H = 0.3 m et H = 0.6 m.

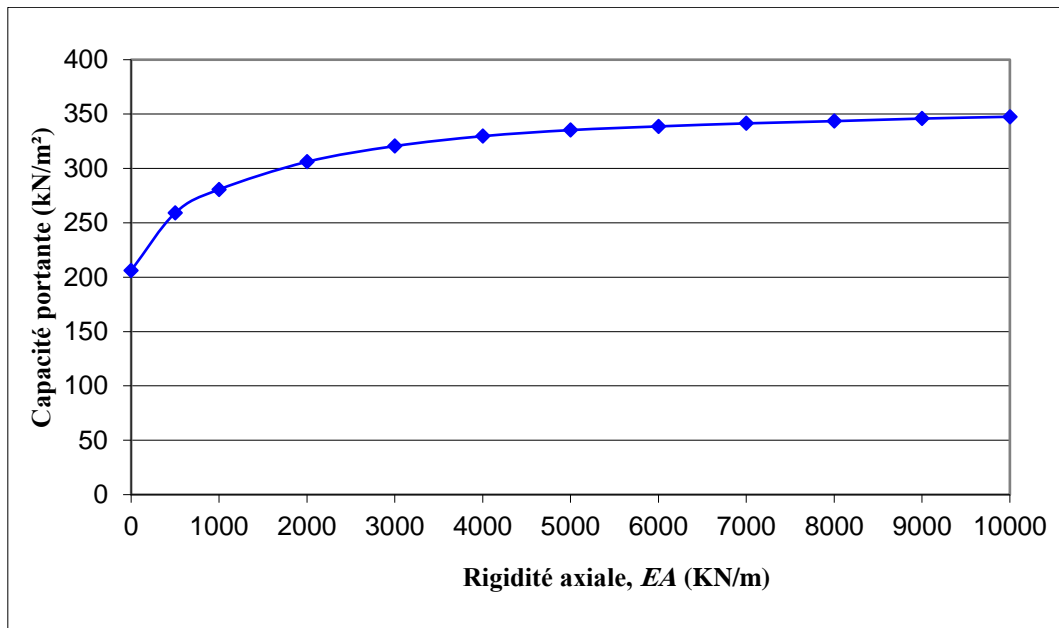


Figure 4.28: Influence de la rigidité axiale, EA, sur la capacité portante pour une épaisseur de $H = 0.6$ m

4.6.4. Influence du nombre des nappes de géosynthétique

Le corps de chaussée est renforcée par deux nappes de géosynthétique : la première nappe est un géotextile de séparation de rigidité axiale égale à 700 kN/m placé à la base du corps de chaussée, et la deuxième nappe est une géogrille de renforcement de rigidité axiale variable placée à une hauteur de 0.3 m par rapport à la base du corps de chaussée. On utilise les mêmes caractéristiques du sol et du corps de chaussée que le cas de référence. Le modèle géométrique utilisé est représenté dans la figure 4.29. Le confinement des agrégats dans les ouvertures des géosynthétiques (géotextile et géogrille) procure une plate-forme granulaire plus rigide ; ceci apparait dans la distribution des points plastiques (figure 4.30).

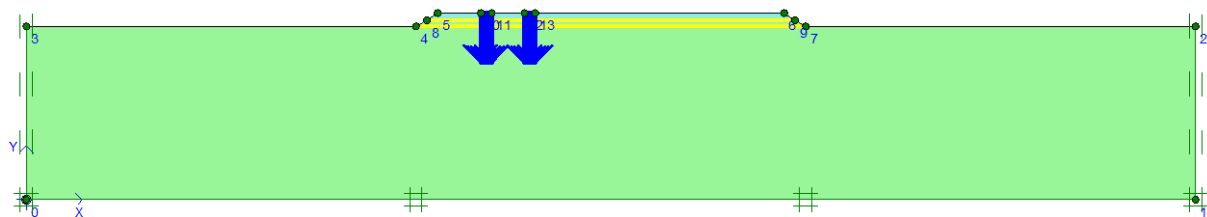


Figure 4.29: Géométrie de la route non revêtue d'épaisseur $H = 0.6$ m renforcée par géotextile et géogrille sur sol mou

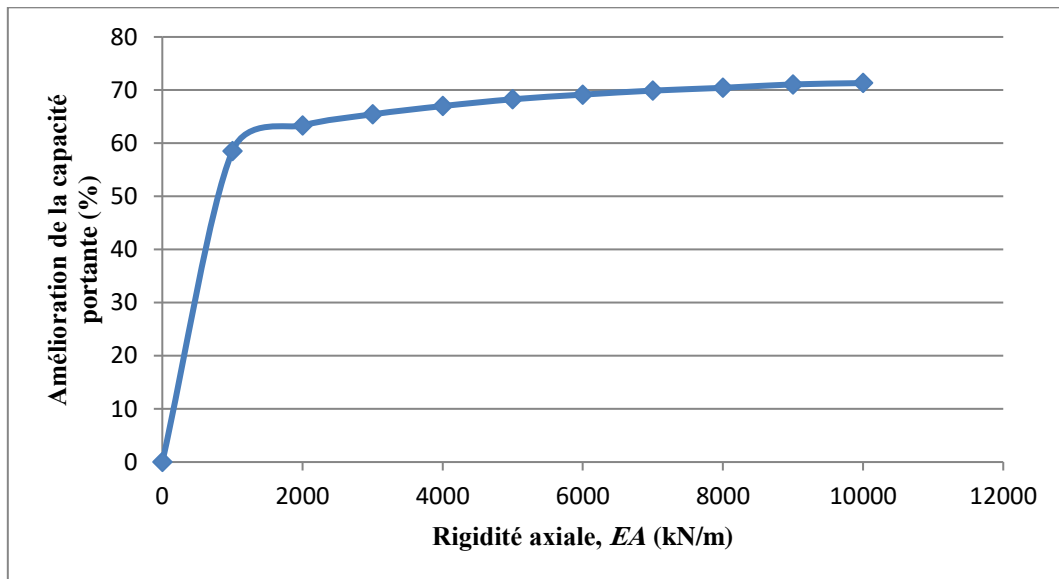


Figure 4.32: Influence du nombre des nappes de géosynthétique sur l'amélioration de la capacité portante

4.7. Conclusion

L'utilisation des géosynthétiques pour l'augmentation de la capacité portante du sol reste une solution très efficace, en particulier, dans le domaine routier ; ainsi que dans le cas d'insuffisance de matériaux de construction de la route et ce afin de réduire le cout de réalisation et d'augmentation la durée de vie de la chaussée. Cependant, l'effet de ces produits reste soumis à plusieurs facteurs dont le changement influe sur le rendement de ces matériaux et c'est ce que nous avons essayé de traité dans ce mémoire.

Les facteurs qui ont mis en évidence dans ce travail sont :

- La rigidité axiale des géosynthétiques ;
- Les caractéristiques du sol support ;
- L'épaisseur du corps de chaussée (la couche des agrégats qui est situé au-dessus de la nappe de renforcement) ;
- Le type et le nombre de renforcement.

Nous avons étudié la variation de ces facteurs sur la force nécessaire pour causer une ornière de 10 cm.

a- Rigidité axiale (raideur) des géosynthétique

Le calcul a été fait pour les valeurs : 500, 1000, 2000, 3000, 4000, 5000, 6000, 7000, 8000, 9000, et 10000 kN/m.

Il existe une corrélation directe entre la force et la raideur des géosynthétiques. Mais, chaque fois nous constatons que le renforcement perd sa valeur par rapport la rigidité élevée.

b- Caractéristiques du sol support

L'influence des caractéristiques du sol support réside dans la valeur de la cohésion non drainée élevée qui soulève le CBR, provoquant, ainsi la perte de la valeur du renforcement.

c- Epaisseur du corps de chaussée et le type du renforcement

Ces deux derniers liés par une relation étroite ; c'est-à-dire l'augmentation de l'épaisseur du corps de chaussée nécessite l'utilisation d'une autre nappe de renforcement pour assurer l'efficacité du renforcement.

Dans ce cas, nous avons utilisé une nappe de géotextile de séparation entre le sol support et le corps de chaussée ; puis une nappe de géogrille de renforcement au-dessus de cette dernière.

Synthèse des résultats de calcul

La synthèse comparative des résultats des simulations numériques de l'effet du renforcement sur l'amélioration de la capacité portante d'une chaussée non revêtue permet de faire les remarques suivantes :

❖ Effet de la raideur ou la rigidité axiale du renforcement**Tableau 4.3:** Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de EA

Raideur du géosynthétique, EA (kN/m)	Amélioration de la capacité portante (%)
500	47.64
1000	67.50
2000	91.20
3000	102.86
4000	108.14
5000	111.02
6000	112.64
7000	113.63
8000	114.48
9000	115.16
10000	115.87

❖ Effet de la cohésion non drainée

Tableau 4.4: Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de C_u

Cohésion non drainée, C_u (kN/m ²)	Amélioration de la capacité portante (%)
10	47.74
20	28.07
30	17.33
40	12.16
50	9.38
60	7.50
70	5.31
80	3.68

❖ Effet de l'épaisseur du corps de chaussée $H = 0.6$ m**Tableau 4.5:** Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de H

Raideur du géosynthétique, EA (kN/m)	Amélioration de la capacité portante (%)
500	25.63
1000	36.15
2000	48.48
3000	55.50
4000	59.92
5000	62.64
6000	64.28
7000	65.63
8000	66.62
9000	67.77
10000	68.58

❖ Effet du nombre du renforcement $N = 2$ Tableau 4.6: Pourcentage d'amélioration de la capacité en fonction de N

Raideur du géosynthétique, EA (kN/m)	Amélioration de la capacité portante (%)
500	53.26
1000	58.50
2000	63.33
3000	65.44
4000	66.99
5000	68.27
6000	69.15
7000	69.90
8000	70.43
9000	71.07
10000	71.32

CONCLUSION GÉNÉRALE

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.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche à l'aide des logiciels PLAXIS 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 rigidité axiale du géosynthétique.
- L'étude paramétrique sur l'influence de la rigidité axiale du renforcement permet de distinguer deux zones : une zone de faible rigidité axiale caractérisée par une forte sensibilité de la portance et une zone de forte rigidité axiale caractérisée par une sensibilité atténuante avec l'accroissement de la raideur. En effet, pour la variante centrale, l'augmentation de la rigidité axiale jusqu'à une valeur de 4000 kN/m montre une amélioration de 108%. Alors que, l'augmentation de la rigidité axiale de 4000 à 10000 kN/m n'indique qu'une amélioration de 7%.
- En plus de ce qui vient d'être mentionné on a bien constaté que la tension maximale dans le géosynthétique continue à augmenter proportionnellement avec la rigidité axiale sans contrepartie en capacité portante.
- L'étude paramétrique sur l'influence de la résistance du sol support montre une amélioration de la capacité portante inversement proportionnelle à la cohésion non drainée du sol.
- L'effort de traction dans le géosynthétique 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.
- Les simulations numériques ont bien permis de mettre en évidence le mécanisme de confinement latéral de la couche de base, caractérisé par :
 - Réduction et amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation.

- Réduction des contraintes de cisaillement dans le sol de fondation.
- L'étude paramétrique sur l'influence de l'épaisseur du corps de chaussée montre qu'elle est étroitement liée au nombre de nappes de géosynthétiques. Ainsi, l'augmentation de l'épaisseur du corps de chaussée nécessite l'utilisation d'une nappe supplémentaire de géosynthétique pour assurer l'efficacité du renforcement.

En ce qui concerne les méthodes analytiques, La méthode de Giroud et Han (2004) prend en compte d'autres propriétés que les simulations numériques, telles que les caractéristiques du trafic routier et les facteurs de capacité portante N_c , qui varient d'un cas à l'autre. Les résultats obtenus en appliquant la méthode de Giroud et Han (2004) montrent que :

- ❖ Il est possible de réduire l'épaisseur des couches de base de manière significative sans compromettre la performance structurale de la chaussée.
- ❖ Les chaussées renforcées par géosynthétiques, même avec une épaisseur réduite, montrent une meilleure résistance aux déformations et une plus grande capacité portante.

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.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO " American Association of State Highway and Transportation Official rtation Officials ", 1993. s ", 1993.

B40 (1977). Normes technique d'aménagement des routes (minestère des traveaux publics d'algerie) beneath a landfill. Geotextiles and Geomembranes. 42(5) 428-436.

Barenberg, E. J., Hales, J., and Dowland, J. "Evaluation of Soil-Aggregate Systems with MIRAFIF abric,"University of Illinois Report No. UILU-ENG-75-2020, prepared for Celanese Fibers Marketing Company, 1975.

Berg R.R., Christopher B.R., Perkins S. Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base/Subbase Courses of Pavement Structures. Geosynthetic Materials Association, Roseville, Minnesota, USA, 2000.

Brinkgreve R.B.J., Swolfs W.M., Engin E. PLAXIS finite element code. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands, 2011.

Burmister, D. M. , "Evaluation of pavement systems of the WASHO road test by layered Systems method."Bulletin 177, Highway Research Board, 26-54, 1958.

CFG (2011) Fascicule N° 13 - Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques bentonitiques en installations de stockage de déchets. 84 p.

CTTP / MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS " Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves ", Algérie 11/2000. des talus et des versants. Rivista Italiana di Geotecnica. 1, 16 p.

Gabr, M., "Cyclic plate loading tests on geogrid reinforced roads."Research Rep. to Tensar Earth Technologies, Inc., NC State Univ, 2001.

Giroud J.P., Han J. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads: I. Development of design method. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 2004;130(8):775-786.

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.
- Gisbert, T.** (2015) Les géosynthétiques, leurs fonctions et principales applications Proc. of the Journée technique CFMS-CFG. 32 p.
- Haas, R.** (1997). Pavement design and management guide. Ottawa Transportation Association of Canada. history. Proc. of the Geosynthetics 99, Boston, USA. pp. 345-355.
- Hammit, 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.
- Hufenus R., Rueegger R., Banjac R., Mayor P., Springman S.M., Brönnimann R.** Full scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. Geotext. Geomembr. 2006;24(1):21-37.
- 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 Netherlands, 615–618, 1996.
- Lambert, S.** (1997) Les géomembranes. Ingénieries – EAT. 11, 27-40.
- Liu, T., Hu, L.** (2014) Organic acid transport through a partially saturated liner system.
- NF EN ISO 10318-1** (2015) Géosynthétiques- partie 1: Termes et définitions pavementtestsections.” Final Rep., FHWA/MT-99-001/8138, 140 pp, 1999.
- Perkins et al;** General Principles for Protection against Electric Shock, Fire and Overvoltage in Low Voltage Installations; April 1998
- Perkins, S. W.**, “Geosynthetic reinforcement of flexible pavements: Laboratory based.

- Popescu, M.** (1985) Quelques considérations sur l'analyse de la stabilité au glissement.
- Powell W., Keller G.R., Brunette B.** Application for geosynthetics on forest service low volume roads. *Transportation Research Record* 1999;1652:113-120.
- Purdy, S., Yazdani, R.** (1999) Needles in nonwoven geotextiles - A landfill case.
- Rioux, N.** (1993). Optimisation du dimensionnement des structures de chaussées. *Recherches transport : bulletin d'information scientifique : volume thématique; 12.* Québec : Ministère des transports.
- Shukla S.K., Yin J.** *Fundamentals of geosynthetic engineering.* Taylor & Francis Group, London, UK, 2006.
- Sirieix, C., Genelle, F., Riss, J., Touze-Foltz, N., Renie, S., Begassat, P., Barral, C.** (2016) Mise en évidence de l'évolution de la perméabilité d'un GSB par sondages électriques. *Proc. of the Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Nancy, France.* pp. 526-533.
- Som N., Sahu R.B.** Bearing capacity of a geotextile-reinforced unpaved road as a function of deformation: a model study. *Geosynth. Int.* 1999;6(1):1-17.
- Steward J.E., Williamson R., 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. Department of Agriculture, Washington, DC, USA, 1977.
- Take, W.A., Chappel, M.J., Brachman, R.W.I., Rowe, R.K.** (2007) Quantifying geomembrane wrinkles using aerial photography and digital image processing. *Geosynthetics international.* 14(4) 219-227.
- USACE.** Use of Geogrids in Pavement Construction. Technical Letter 1110-1-189, United States Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA, 2003.
- Vinod P., Minu M.** Use of coir geotextiles in unpaved road construction. *Geosynth. Int.* 2010;17(4):220-227.
- Yoder, E. J., Witczak, M.W.** (1975). *Principles of pavement design* (second edition). New York, N.Y. : J. Wiley and Sons.

ANNEXE

Elaboration d'un programme Excel pour calculer l'épaisseur d'un corps de chaussée par la méthode de Giroud et Han

APPLICATION MÉTHODE DE GIROUD ET HAN POUR CALCUL 'H' ÉPAISSEUR DE COUCHE DE BASE REQUISE			
les donnée	formule	Résultats cas non renforcée	Résultats cas renforcée
J	module de stabilité des ouvertures de la géogrid	0	0.65
N DP	nombre de passages d'essieux	5000	5000
charege de roue(kn)		65	65
préssion de pneu(kpa)		660	660
CBRcf	California bearing ratio du sol de fondation	0.3	0.3
CBRcb	California bearing ratio de lacouche de base	15	15
		0.1	0.1
Nc cas non renforcées	facteur de capacité portante	3.14	5.71
r(m)	$\sqrt{\frac{P}{\pi p}}$	0.178239462	0.178239462
Ebc	$f_{bc} * CBR^{0.3} = 36 CBR^{0.3}$ On a: $f_{bc}=30$ Mpa	81.12036171	81.12036171
cu	$f_c CBR_{bc} = 30 CBR$ On a: $f_c=30$ Kpa	30	30
Esg	$f_{ESG} * CBR_{sg} = 10.35 CBR_{sg}$ on a On a: $f_{ESG}=10,35$ Mpa	3.105	3.105
Re	$\min((E_{bc}/E_{sg}); 5)$	5	5
Ph=0	$(s/75)\pi r^2 m N_c C_u$ $(s/75)\pi r^2 m N C_u$	9.396979472	17.08813783
s (m)	profondeur d'ornière admissible	0.075	0.075
fs (m)	facteur égal à 75 mm	0.075	0.075
m	$(s/(fs))(1-\xi \exp(-\xi \ln(r/h)^n))$		
h (m)	$\frac{0.868 + (0.661 - 1.006j^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{(1 + 0.204 (RE - 1))} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right) * r$		

cas non renforcé			cas renforcé	
H(m)	ho (m)	m	ho (m)	m
H0	0.3	0.367676	0.3	0.36767565
H1	0.651104167	0.16498	0.275783499	0.407300027
H2	0.654633805	0.164307	0.266672335	0.424259009
H3	0.654694672	0.164295	0.263257257	0.430936393
H4	0.654695709	0.164295	0.26198417	0.433472137
H5	0.654695727	0.164295	0.261510881	0.434421373
H6	0.654695727	0.164295	0.261335127	0.434774775
H7	0.654695727	0.164295	0.26126989	0.434906078
H8	0.654695727	0.164295	0.261245679	0.434954825
H9	0.654695727	0.164295	0.261236694	0.434972918
H10	0.654695727	0.164295	0.261233359	0.434979632
H11	0.654695727	0.164295	0.261232122	0.434982124
H12		#DIV/0!	0.261231663	0.434983048
H13		#DIV/0!	0.261231493	0.434983391
H14		#DIV/0!	0.261231429	0.434983519
H15		#DIV/0!	0.261231406	0.434983566
H16		#DIV/0!	0.261231397	0.434983584
H17		#DIV/0!	0.261231394	0.43498359
H18		#DIV/0!	0.261231393	0.434983592
H19		#DIV/0!	0.261231392	0.434983593
H20		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H21		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H22		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H23		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H24		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H25		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H26		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H27		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H28		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H29		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H30		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H31		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H32		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594
H33		#DIV/0!	0.261231392	0.434983594