

Université Saad Dahlab – Blida1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Laboratoire de Géo-Matériaux et Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCES
Spécialité Génie Civil
Option : Géotechnique

**COMPORTEMENT DES INFRASTRUCTURES
LINEAIRES RENFORCEES PAR DES GEOGRILLES -
ANALYSES EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE**

Par
M^r MEDJDOUB Abdelkader

Devant le jury composé de :

KENAI Saïd	Prof. Université de Blida1	Président
HADDADI Smail	Prof. U.S.T.H.B (Alger)	Examineur
KEBAILI Nabil	M.C.A Université d'Ouargla	Examineur
BAHAR Ramdane	Prof. U.S.T.H.B (Alger)	Examineur
ABED Mohamed	Prof. Université de Blida1	Examineur
ABDESSEMED Mouloud	Prof. Université de Blida1	Rapporteur

***Comportement des Infrastructures
Linéaires Renforcées par Géogrilles –
Analyses Expérimentale et Numérique***

Dédicaces

A mes parents,

A ma femme, à qui j'ai (volé) du temps,

A mon fils Housseem-eddine,

A ma fille Ouafaa,

Je dédie ce modeste travail.

Abdelkader

Remerciements

Tout d'abord, Je tiens à remercier Le Bon Dieu, pour m'avoir donné le courage et la volonté, qui m'ont aidé à terminer à temps ce travail de thèse de doctorat.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à mon Directeur de thèse, Monsieur. Mouloud ABDESSEMED, Enseignant –Chercheur (Professeur) à l'Université Blida 1. Je le remercie de m'avoir proposé ce sujet et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens scientifiques et technologiques, ainsi que son expérience, son savoir-faire pour la réalisation de ce travail.

Je présente mes sincères remerciements et respects à tous les membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'accepter, de lire, d'analyser et d'examiner le contenu de ma thèse, en l'occurrence, le Président de jury, Pr KENAI Said (Université de Blida1), les membres (examineurs) de jury : Pr HADDADI Smail et Pr BAHAR Ramdane, de l'Université de Bab Ezouar (USTHB), Dr KBAILI Nabil (Université d'Ouargla) et Pr ABED Mohamed (Université de Blida1).

Mes remerciements sincères vont également au Dr BOUCHERBA Mohammed, Responsable du Laboratoire LTPSud (Ghardaia), pour son aide et sa contribution dans la campagne expérimentale et le pilotage de toutes les étapes des essais effectués dans les meilleures conditions possibles.

J'adresse mes remerciements à mon fils Houssemeddine, Ingénieur en électronique de m'avoir aidé à installer les logiciels nécessaires et aussi de trouver les solutions techniques pour le pilotage des essais expérimentaux.

Mes amis et collègues de travail et en particulier : GHRIGA Mohammed lamine Directeur des travaux publics de la Wilaya de Ouargla, DJMEL Bahmed subdivisionnaire des travaux publics de la Daïra de Berriane et Mr ZOUANE Abdelmadjid, conseiller de directeur au CTPP Alger, trouvent tous les vœux de remerciements.

Enfin, mes pensées et mes remerciements de tout cœur vont vers les membres de ma petite famille, qui sont ma source d'inspiration et de motivation. Je remercie également tous mes amis pour leurs encouragements et leur enthousiasme envers ce travail.

Merci beaucoup à tous d'avoir contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

ملخص

يعد صعود التشققات على السطح في هياكل الطرق أحد أكثر أنماط الاضرار شيوعًا على الأرصفة المرنة، خاصة في المناطق القاحلة ، التي تتميز بدرجات حرارة عالية وحركة مرور كثيفة ومتكررة (دورية). تعرض هذه الدراسة مساهمة استعمال شبكة الجيوجريد في تأخير انعكاس الشقوق على سطح الأرصفة المرنة المقواة بالجيوجريد. تضمنت اختبارات المحاكاة المختبرية لظاهرة التشقق الانعكاسي اختبار حمل دوري بتردد وسعة يعيد إنتاج تأثيرات حركة المرور على البنية التحتية للطرق بطريقة متسارعة. مقارنة بين عينة تحكم وأربع عينات مختلفة معززة بشبكات جيوجريد تستخدم للتحكم في انعكاس التشققات على السطح. تم إجراء محاكاة عن طريق نمذجة رقمية تعتمد على طريقة العناصر المحدودة (FEM) ، باستخدام البرنامج التجاري / "Ansys Workbench" مع اختيار مناسب للنموذج العددي لمطابقة النتائج التجريبية التي تم العثور عليها. يتم أخذ ثلاث معلمات في الاعتبار: نوع شبكة الجيوجريد، وقوة شدها، وتأثير تغير درجة الحرارة. تشير النتائج (التجريبية والرقمية) إلى أن نوع شبكة الجيوجريد له دور حاسم في تأخير انعكاس الشقوق على السطح على المدى الطويل وإطالة العمر التشغيلي للأرصفة.

الكلمات المفتاحية: تشققات ، شبكة الجيوجريد ، الحمل الدوري ، النمذجة ، طريقة العناصر المحدودة.

Résumé :

La remontée des fissures dans les chaussées est l'un des modes de défaillance les plus courants rencontrés, surtout dans les zones arides, caractérisées par des températures élevées et des trafics intenses et répétitifs (cycliques). Dans la plupart des cas, l'étude de ces phénomènes demandent des investigations expérimentales et/ou numériques et surtout lorsqu'il s'agit d'insertion de produits nouveaux comme les géosynthétiques, pour y remédier les défaillances observées. Cette étude présente l'apport des géogrilles pour le retardement de la remontée des fissures dans les chaussées souples renforcées. Les essais de simulation en laboratoire de ce phénomène de remontée des fissures comprenaient des tests de charges cycliques avec des fréquences et des amplitudes qu'ils reproduisent d'une façon accélérée lors de la circulation du trafic sur la couche de roulement d'une infrastructure routière. Une comparaison entre des échantillons témoins et d'autres renforcés par différents types de géogrilles utilisées pour contrôler la remontée des fissures, a fait l'objet dans cette étude. Une simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis (MEF), en utilisant le logiciel commercial "Ansys/ Workbench", a été réalisée avec un choix adéquat du modèle numérique pour caler les résultats expérimentaux trouvés. Trois paramètres sont pris en compte : le type de géogrille, sa résistance à la traction et l'effet de variation de la température. Les résultats (expérimentaux et numériques) indiquent que le type de la géogrille a un rôle déterminant dans le retardement à long terme de la remontée des fissures et l'augmentation de la durée de vie des chaussées.

Mots clés: fatigue, béton bitumineux, fissure, géogrille, charge cyclique, modélisation, éléments finis. (7 au lieu de 9)

Abstract

Pavement cracking is one of the most common failure modes encountered, especially in arid areas, characterised by high temperatures and intense and repetitive (cyclic) traffic. In most cases, the study of these phenomena requires experimental and/or numerical investigations and especially when it comes to the insertion of new products such as geosynthetics, to remedy the observed failures. This study presents the contribution of geogrids to the delay of crack growth in reinforced flexible pavements. Laboratory simulation tests of this crack growth phenomenon included cyclic loading tests with frequencies and amplitudes that they reproduce in an accelerated manner during traffic flow on the wearing course of a road infrastructure. A comparison between control specimens and others reinforced with different types of geogrids used to control crack growth was the subject of this study. A numerical simulation based on the finite element method (FEM), using the commercial software Ansys/Workbench, was carried out with an adequate choice of the numerical model to match the experimental results found. Three parameters are taken into account: the type of geogrid, its tensile strength and the effect of temperature variation. The results (experimental and numerical) indicate that the type of geogrid has a determining role in the long-term delay of crack growth and the extension of pavement life.

Key words: Fatigue, asphalt concrete, crack, geogrid, cyclic loading, modelling, finite elements.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces.....	4
Remerciements	5
ملخص.....	6
Résumé :	7
Abstract.....	8
liste des figures	13
Liste des tableaux.....	16
Liste des symboles et abréviations.....	17
Introduction générale	18
Partie A : Synthèse Bibliographique.	20
Chapitre -I- Patrimoine des structures linéaires.....	21
<i>I.1 Introduction</i>	22
<i>I.2 Patrimoine des Infrastructures linéaires en Algérie</i>	23
I.2.1 Historique	23
I.2.2 Consistance du réseau routier	24
I.2.3 Consistance du patrimoine ouvrages d'arts routiers	25
I.2.4 Patrimoine des infrastructures aéroportuaires.....	26
<i>I.3 Structures des chaussées routières</i>	26
<i>I.4 Familles de structures de chaussées et modes de fonctionnement</i>	27
I.4.1 Chaussées souples.....	28
I.4.2 Chaussées bitumineuses épaisses	28
I.4.3 Chaussées semi rigides.....	29
I.4.4 Chaussées à structure mixte	30
I.4.5 Chaussées à structure inverse.....	31
I.4.6 Chaussées rigides	32
<i>I.5 Conclusion</i>	32
Chapitre -II- Rigidité et fatigue des enrobés bitumineux.....	33
<i>II.1 Préambule</i>	34
<i>II.2 Module de rigidité des enrobés bitumineux</i>	34

II.3	Essais normalisés de détermination du module de rigidité	37
II.3.1	Essais de traction indirecte (IT-CY)	38
II.3.2	Essais de flexion deux points sur éprouvettes trapézoïdales	39
II.3.2.1	Principe de l'essai	39
II.3.2.2	Appareillage de flexion 2 points	40
II.4	Fatigue des enrobés bitumineux	40
II.4.1	Phases de fatigue et d'endommagement des enrobés bitumineux	43
II.4.2	Les Différentes essais de fatigue	44
II.4.3	Modèle de comportement en fatigue	46
II.4.4	Essai de flexion supportée	46
II.5	Conclusion :	49

Chapitre -III- Fissuration des chaussées et systèmes retardateurs de remontée des fissures. 50

III.1	Fissuration des chaussées	51
III.1.1	Causes des fissures dans les chaussées	51
III.1.2	Formes de fissuration et chemin de remontée	52
III.2	Fissuration pour différentes structures	54
III.2.1	Fissures affectant toute structure	54
III.2.2	Fissures spécifiques à chaque structure	55
III.2.2.1	Structures souples	55
III.2.2.2	Structures rigides	55
III.2.2.3	Structures semi-rigides	55
III.2.3	Paramètres de remontée de fissures dans la couche de roulement	56
III.3	Description schématique de la remontée de fissures	58
III.3.1	Processus de remontée de fissures	58
III.3.2	Chemin de fissuration	58
III.4	Méthodologie d'évaluation de l'état d'une structure	59
III.4.1	Phases d'évaluation de l'état	59
III.4.1.1	Phase d'identification	59
III.4.1.2	Phase de l'analyse quantitative	60
III.5	Systèmes de retardateurs de remontée de fissures	60
III.5.1	Les interfaces souples	61
III.5.2	Les interfaces rigides	62
III.5.3	Les interfaces étanches	65
III.6	Retour d'expérience sur l'utilisation des géogrilles	65
III.6.1	Cas pratiques de renforcement des infrastructures existantes	65
III.6.1.1	Renforcement de l'aérodrome de Djanet en Algérie	65
III.6.1.2	Renforcement de la plateforme d'un port en France	66
III.6.1.3	Renforcement de l'aéroport de Toulouse Blagnac	67

III.6.2	Exemple de conception pour renforcement par géogridle	67
III.7	Travaux de recherche de l'application des géogridles	68
III.7.1	Essais sur chaussées en vraie grandeur	69
III.7.2	Essais de mesures non destructives	69
III.7.3	Essais de fatigue en Laboratoire	71
III.8	Conclusion	71
Partie B	: Campagne Expérimentale	73
Chapitre -IV-	Matériaux Utilisés, Essais Réalisés et Procédures d'Essai.....	74
IV.1	Introduction	75
IV.2	Programme Expérimental	75
IV.2.1	Matériaux utilisés	75
IV.2.1.1	Granulats	75
IV.2.1.2	Liants hydrocarbonés.....	76
IV.2.1.3	Formulation des enrobés bitumineux.....	77
IV.2.1.4	Les géogridles et système d'essais	78
a)-	Machine de controle de qualité.....	78
b)-	Contrôle de qualité des géogridles utilisés.....	79
c)-	Stockage et mise en œuvre de la géogridle.....	80
d)-	Conclusions et commentaires.....	82
IV.3	Etude de la formulation du béton bitumineux semi grenu BBSG	82
IV.3.1	Composition granulaire	83
IV.4	Résultats du module de rigidité BBSG	87
IV.4.1	Module de rigidité par compression diamétrale	87
IV.4.2	Module de rigidité par flexion deux points	89
IV.4.3	Courbes iso-thermiques et isochrones	91
IV.4.4	Courbes équivalent temps-température.....	93
IV.4.5	Comparaison des modules de rigidité du BBSG de deux essais différents.	95
IV.5	Essais de remontée de fissures par flexion supportée	95
IV.5.1	Fabrication des dalles	95
IV.5.2	Méthodologie.....	98
IV.5.2.1	Matériaux utilisés.....	98
IV.5.2.2	Description du test dynamique	99
IV.5.2.3	Caractérisation de la charge cyclique appliquée.....	100
IV.5.3	Résultats et discussions	101
IV.5.3.1	Présentation des résultats.....	101
IV.5.3.2	Influence du type de la géogridle.....	103
IV.5.3.3	Influence de la résistance à la rupture en traction de la géogridle.....	104
IV.5.3.4	Effets de la variation de la température	104
IV.6	Conclusion	105

Partie C- Analyse Numérique.....	106
Chapitre -V- Modélisation de l'essai de fatigue	107
<i>V.1 Préambule</i>	<i>108</i>
<i>V.2 Modèle et Analyse numérique</i>	<i>108</i>
V.2.1 Modèle et éléments d'analyse.....	108
V.2.2 Choix des propriétés des matériaux	110
<i>V.3 Résultats de l'analyse numérique</i>	<i>111</i>
<i>V.4 Comparaison expérimentale – numérique</i>	<i>114</i>
<i>V.5 Conclusion</i>	<i>116</i>
Conclusions Générales et Perspectives.....	117
Références Bibliographiques	121
<i>Annexe -A-</i>	129
<i>Annexe -B-</i>	139
<i>Annexe -c-</i>	153

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Répartitions des 36 aérodromes de l'Algérie.....	26
Figure I.2 : Différentes couches et structure de la chaussée souple.....	27
Figure I.3 : Structure de chaussée souple.....	28
Figure I.4 : Structure de chaussée bitumineuse épaisse	28
Figure I.5 : Structure de chaussée semi-rigide.....	29
Figure I.6 : Structure de chaussée à structure mixte	30
Figure I.7 : Structure de chaussée à structure inverse	31
Figure II.1: Variation des propriétés mécanique du BBSG en fonction de la température : (a) la norme du module complexe E^* , (b) l'angle de phase ϕ et (c) le module de perte E_2	36
Figure II.2 : Variation des propriétés mécanique du liant bitumineux en fonction de la température : (a) la norme du module complexe E^* , (b) l'angle de phase ϕ et (c) le module de perte E_2	36
Figure II.3 : Essais de module et de fatigue recensés.....	37
Figure II.4 : Détail de la machine de l'essai de traction indirecte.....	39
Figure II.5 : Graphique empirique type d'enrobés bitumineux -température fixée.....	42
Figure II.6 : Courbe de fatigue : courbe de Wöhler	43
Figure II.7- Evolution typique de la raideur d'un échantillon en enrobé bitumineux testé en fatigue en fonction du nombre de cycles	44
Figure II.8 : Mode de sollicitation possibles et courbes enveloppes des cycles réponses obtenus en déformation imposée (a et b) et contrainte imposée (c et d).....	45
Figure II.9 : Essai de flexion supportée sur poutre d'après Gonzalez-Torre	47
Figure II.10 : Système d'essai de flexion supportée chez LTPSud.....	48
Figure II.11- Dispositif de flexion supportée se trouvant chez LTPSud	49
Figure III.1 : Différents aspects de la fissuration	53
Figure III.2 : Différents chemins de fissuration (vue de haut de la chaussée).....	54
Figure III.3 : Les trois modes de mouvement des lèvres de la fissure proposés par Irwin en 1957.....	57
Figure III.4 : Principe Le développement de la remontée de fissure	59
Figure III.5: Fissuration par fatigue d'une chaussée bitumineuse (RN1).....	61
Figure III.6 : Mise en place de la grille Tensar.....	62
Figure III.7 : Géogrille en fibres de verre et membrane non tissée.....	63
Figure III.8 : Mise en place de treillis soudés.....	63
Figure III.9 : MeshTrack : grille en acier tréfilé.....	64
Figure III.10 : Mise en œuvre de la couche de géogrille puis la couche de roulement en BB 0/14 pour le renforcement de l'Aérodrome de Djanet.....	66
Figure III.11 : Chantier de géogrille au Port Lorient, décembre 2001.....	66
Figure III.12 : Chantier de géo-grille à l'Aéroport Toulouse Blagnac, octobre 2010.....	67

Figure III.13 : Réalisation d'une plateforme portuaire - Port Autonome du Havre renforcée dès sa conception.....	68
Figure III.14 : Manège de fatigue de l'IFSTTAR.....	69
Figures III.15 : Principe du FWD et position des géophones	70
Figure IV.1 : Immersion - courbe du rapport de dosage.....	77
Figure IV.2 : Banc de traction INSTRON 5900 pour résistance à la traction	79
Figure IV.3 : Photographie des essais de contrôle de qualité réalisés sur les géogrilles a- Essai de détermination de la masse surfacique. b- Essai de traction des bandes larges sur UTM expérience exécutée au niveau du CTTP	80
Figure IV.4 : Courbe force – déplacement et résultats des essais de traction à bandes larges sur le géogrille (G2) a- Dans le sens de production b- Dans le sens transversal.....	81
Figure IV.5 : Déroulement d'un rouleau de géogrille après rupture de l'émulsion (30 à 40 minutes)	82
Figure IV.6 : Courbe granulométrique corrigée du BBSG0-14.....	85
Figure IV.7 : Courbe de la stabilité du BBSG0-14.....	86
Figure IV.8 : Courbe du fluage du BBSG0-14.....	86
Figure IV.9 : Courbe du rapport d'immersion du BBSG0-14.....	87
Figure IV.10 : Dispositif de l'essai de compression diamétrale réalisé à LTPSud.....	88
Figure IV.11 : plaque (400*100*100 cm ³) pour produire les éprouvette (LTPSud).....	89
Figure IV.12 : Appareil de mesure de la fatigue en Flexion 2 points (LTPSud).....	90
Figure IV.13 : Des éprouvettes Trapézoïdales confectionnées, mesurées et encastrées à leurs bases dans le Labo. de LTPSud.....	90
Figure IV.14 : Courbe isothermes du module complexe du BBSG (Module complexe en fonction de la fréquence).....	92
Figure IV.15 : Courbe isochrones du module complexe.....	93
Figure IV.16 : Courbe équivalent Temps – Température.....	94
Figure IV.17 : Module complexe du BBSG dans l'espace de Black.....	94
Figure IV.18 : Présentation dans le plan Cole et Cole.....	94
Figure IV.19 : Photographie des dalles préparées :.....	96
Figure IV.20 : Étapes et dispositifs de fabrication des dalles de flexion soutenue (a)- Placement de la Géogrille (b)- Compactage de la deuxième couche (c)- Cylindrage pour finition de la couche.....	97
Figure IV.21 : Les géogrilles utilisées dans les expériences.....	99
Figure IV.22 : Photographie de configuration de l'essai dynamique.....	99
Figure IV.23 : Schéma de la charge dynamique (haversine) appliquée pendant l'essai a)- Présentation graphique. b)- Présentation Sur l'écran du système de pilotage.....	100
Figure IV.24 : Ouverture moyenne des fissures en fonction du nombre de cycles à 20°C.....	101
Figure IV.25 : Ouverture moyenne des fissures en fonction du nombre de cycles à 50°C.....	102
Figure IV.26 : Histogramme représentant la durée de vie des différents échantillons à 20 et 50°C.....	102

Figure IV.27 : Photographie de la Fissuration de la géogrid G4 après essai à 50°C.....	103
Figure V.1 : Interface Graphique d'Ansys Workbench.....	109
Figure V.2 : Modèle structurel tridimensionnel de l'essai flexion supportée.....	109
Figure V.3 : Modèle choisi pour l'analyse numérique.....	110
Figure V.4 : Déplacement vertical (charge statique)	112
Figure V.5 : Etat des contraintes sous charge statique.....	112
Figure V.6 : Etat des déformations sous charge statique.....	112
Figure V.7 : Etat des contraintes sous charge dynamique.....	113
Figure V.8: Etat des contraintes sous charge dynamique.....	113
Figure V.9 : Etat des déformations sous charge dynamique.....	114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : L'évolution du RRN depuis 1962 à 2022.....	25
Tableau I.2 : consistance du réseau routier national en 2021.....	25
Tableau I.3 : Répartition des Ouvrages d'Art sur « CC- CW – RN »	26
Tableau II.1 : Relation dimensions éprouvettes et grosseur des granulats de la matrice	40
Tableau IV.1: Composition du dosage de béton bitumineux.....	77
Tableau IV.2 : Résultats des essais de contrôle de qualité des quatre géogrilles.....	80
Tableau IV.3 : Résultats du Micro Deval en présence d'Eau « MDE » et Los Angeles « LA »des différentes classes granulaires.....	83
Tableau IV.4 : Résultats de l'analyse granulométrique des différentes classes granulaires (0/3, 3/8, 8/15).....	84
Tableau IV.5 : Résultats de détermination de la spécification granulaire du mélange pour BBSG0-14.....	85
Tableau IV.6 : Composition granulométrique du BBSG 0/14.....	86
Tableau IV.7 : Résultats de l'essai de MARSHALL du BBSG.....	86
Tableau IV.8 : Résultats de l'essai DURIEZ du BBSG.....	87
Tableau IV.9 : Modules de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C, 124 ms.....	88
Tableau IV.10 : Des résultats de l'essai de Flexion 2 points.....	91
Tableau IV.11. Récapitulation de la durée de vie et ouverture de fissure à la fin de la durée de vie des échantillons.....	103
Tableau V.1 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisés.....	110
Tableau V.2 : Comparaison expérimental-numérique-.....	115

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

BB	: Béton Bitumineux
BBME	: Béton Bitumineux à Module Elevé
BBSG	: Béton Bitumineux Semi-Grenu
BBTM	: Béton Bitumineux Très Mince
CAP	: Circulation Aérienne Publique
CC	: Chemins Communaux
CTTP	: Contrôle Technique des Travaux Publics
CW	: Chemins de Wilaya
DTP	: Direction des Travaux Publics
EME	: Enrobé à Module Elevé
ENTPE	: Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat
FORM	: Fully Optimised Road Maintenance, (Entretien Routier Entièrement Optimisé)
FWD	: Falling Weight Deflectometer (déflectomètre à poids tombant)
GB	: Grave Bitume
GCV	: Grave Cendre Volante hydraulique
HWD	: Heavy Weight Deflectometer (Déflectomètre à poids lourd)
IFSTTAR	: Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux
LCPC	: Laboratoire central des ponts et chaussées
LTPSud	: Laboratoire des Travaux Publics du Sud
LVDT	: Linear Variable Differential Transformer (Transformateur Différentiel Linéaire Variable)
MEF	: Méthode des Eléments Finis
RN	: Route Nationale
SC	: Sable Ciment
SETRA	: Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
UTM	: Universal Testing Machine (Machine d'Essai Universelle)
E^*	: Module d'élasticité (en Mpa)
E_1	: Partie réelle du module d'élasticité (en Mpa)
E_2	: Partie imaginaire du module d'élasticité (en Mpa)
$ E^* $	: La norme du module complexe, appelé aussi module de rigidité (en Mpa)
Φ	: Angle de phase du matériau (en degrés)
ε	: Déformation appliquée (en $\mu\text{m}/\text{m}$)
σ	: Contrainte appliquée (en MPa)
ν	: Coefficient de Poisson
ω	: vitesse angulaire (en radians par seconde)

INTRODUCTION GENERALE

Les chiffres statistiques, montrent que l'Algérie est dotée d'un patrimoine très consistant d'infrastructures routières et aéroportuaires, avec un nombre de 55 aérodromes, dont 36 ouverts à la circulation aérienne et un linéaire de routes d'environ 145000 km, dont 34000 km en routes nationales et quelques 6500 km d'autoroutes [1]. Ces infrastructures de base, sont souvent exposées aux trafics répétés et dynamiques, lors de leur exploitation, ainsi qu'aux phénomènes de fatigue, en plus des agressions climatiques dues aux températures extrêmes et/ou gradients thermiques dans les zones sahariennes [2]. Ce qui donne naissance à des dégradations et des fissures remontant à la surface des couches de roulement, provoquant des pertes néfastes aux caractéristiques mécaniques et physiques de ces structures. Plusieurs auteurs ont essayé de comprendre et d'expliquer le fonctionnement de ces remontées de fissures dans les chaussées routières, qui sont parmi les modes de défaillance les très courants avec comme explication, c'est que le processus consiste en la propagation des fissures d'une couche détériorée vers une autre à la surface de roulement [3-5]. La solution classique qui consiste à réparer les chaussées fissurées par colmatage des fissures ou bien par le renforcement de la chaussée par l'introduction d'une nouvelle couche de roulement, demeure la solution classique qui peut donner des satisfactions dans l'uni et la portance, cependant, il s'est avéré qu'après un certain temps, des fissures apparaissent à la surface de la nouvelle couche, ce qui donne à penser à d'autres solutions plus performantes et plus efficaces. Le recouvrement par une couche intermédiaire géosynthétique dans un revêtement bitumineux est la meilleure méthode parmi les nouvelles techniques adoptées pour contrecarrer la remontée des fissures [6].

Depuis plus de trois décennies, des renforcements des enrobés par des géogrilles (famille des géosynthétiques) sont utilisés afin de retarder la remontée des fissures. En effet, Les enrobés sont des matériaux qui présentent une résistance élevée à la compression mais qui sont relativement faibles en termes de résistance à la traction. Les géogrilles, quant à elles, présentent une raideur en traction supérieure à celle des enrobés, ce qui permet de compenser le manque de ces derniers. Ces produits (de raideur entre 15 et 20 GPa), sont placés sur les surfaces fissurées avant la réalisation de la couche de revêtement dans le but d'agir comme une couche de renforcement ou d'absorption des contraintes et ainsi, de retarder la propagation des fissures [7].

Actuellement, il existe un nombre limité de méthodes largement acceptées pour dimensionner de manière appropriée les infrastructures de base renforcées par des géosynthétiques. Cette situation est principalement due à la complexité des mécanismes impliqués et à la multitude de paramètres influents, tels que les différents types de fissuration (réflective, fatigue, retrait thermique), le trafic, la température, les propriétés des matériaux existants, les caractéristiques des matériaux de réhabilitation, les caractéristiques et les types de géosynthétiques utilisés, ainsi que l'interaction entre les géosynthétiques et les enrobés.

Plusieurs essais novateurs de laboratoire ont fait l'objet pour mieux cerner la compréhension de ces mécanismes, mais vu les effets dynamiques des charges appliquées (et parfois cycliques), issus du trafic, de fatigue des chaussées, il a été difficile de choisir des modèles de calcul capables de caler ce qui est détecté en réalité sur terrain.

C'est pour ces raisons, que nous avons tracé comme objectif de la présente étude, la compréhension du rôle de renforcement de la couche de revêtement en béton bitumineux par des géogrilles, pour n'importe quelle corps de chaussée sollicité par des charges de fatigue (charges cycliques), l'analyse des avantages potentiels de l'utilisation d'un renforcement par géogrille dans une chaussée flexible et principalement l'apport de la géogrille dans l'atténuation ou le retardement de la remontée des fissures dans les couches de renforcement des infrastructures linéaires. Ce travail apporte aussi une évaluation estimée de l'augmentation de la durée de vie contre la fatigue par l'introduction des géogrilles dans le corps de chaussée. Le paramètre température sera pris en compte, pour simuler le comportement des chaussées souples soumises à des charges cycliques, avec renforcement par géogrilles.

Cette thèse est subdivisée en trois parties contenant cinq chapitres et une conclusion générale et des recommandations. Après une introduction générale, faisant appel aux états des lieux et la problématique posée, ainsi aux objectifs tracés, la partie (A) est consacrée à une synthèse bibliographique, contenant trois chapitres. Dans le chapitre I, on présentera une étude statistique sur le patrimoine des infrastructures linéaires se trouvant en Algérie, à savoir le réseau routier, les ouvrages d'art, les voies ferrées et les pistes aéroportuaires. Les familles des structures de chaussées avec des illustrations sont détaillées dans ce même chapitre.

On évoquera au chapitre II du paramètre "rigidité" et son influence sur le comportement de la structure de chaussée. La fatigue des enrobés bitumineux, avec une genèse bibliographique est aussi présentée, ainsi que le phénomène de propagation des fissures et les solutions menant à leur stoppage ou retardement de leur remontée à la surface des chaussées.

La partie (B), concernera la campagne expérimentale et contient un chapitre. Le chapitre IV, consacré à la présentation aux matériaux d'essai, ainsi que le matériel et l'instrumentation d'essai, les procédures d'essais et les différentes phases des essais effectués au laboratoire, puis la présentation des résultats expérimentaux trouvés avec des commentaires et discussions. En faisant allusion aux résultats trouvés par d'autres travaux de recherches antérieurs similaires.

La partie (C), contenant le chapitre V, où sera détaillée la partie numérique par application du logiciel commercial "Ansys/ Workbench", avec l'utilisation de la méthode des éléments finis (MEF). Le but de ce travail numérique est de caler les résultats expérimentaux trouvés, à des températures différentes, puis la présentation et la comparaison des résultats (expérimentaux et numériques), avec des commentaires et discussions. Nous terminons, le contenu de la thèse par une conclusion générale, résumant les résultats trouvés, quantitativement et qualitativement, avec des recommandations pour les futurs travaux de recherches.

***PARTIE A : SYNTHESE
BIBLIOGRAPHIQUE.***

CHAPITRE -I- PATRIMOINE DES STRUCTURES LINEAIRES

I.1 Introduction

À la fin de l'année 2021, le réseau routier algérien comptait plus de 147 000 kilomètres de routes revêtues. Le budget attribué par le Ministère des Travaux Publics et des Infrastructures de Base (MTPIB) pour les infrastructures routières est réparti entre l'entretien et la réhabilitation du réseau routier (représentant 71 % du budget dans la loi de finances 2022), soit 76 milliards de dinars algériens (DA). Cette somme est destinée à la maintenance des routes, des autoroutes, des chemins de wilaya et des voies express [8]. Au cours des 25 dernières années, des évaluations régulières de l'état des chaussées ont été effectuées afin de quantifier les besoins en termes d'entretien, de renforcement et de réparation. À la fin de l'année 2021, plus de 17 % du réseau national était considéré en mauvais état et nécessitait donc des travaux de réhabilitation.

Les méthodes de l'entretien routier sont multiples et variées et tributaires des résultats des campagnes de relevé des dégradations. La fissuration est l'une des dégradations les plus particulières et dangereuses pour les chaussées en matériaux bitumineux, en raison de son activité, de sa propagation et surtout en présence d'eau. Elle comprend trois phases : la fissuration de retrait due à la réflexion d'une discontinuité inférieure, suivie de la propagation jusqu'à la surface, où des fissures se forment dans la couche bitumineuse supérieure. [9]. Ainsi, ce type de dégradation tire son nom de son mécanisme de formation, à savoir la remontée en surface d'un défaut d'une couche plus profonde de la chaussée. Il existe plusieurs techniques pour contrer la propagation des fissures dans les infrastructures routières. Certaines techniques visent à arrêter la fissuration, d'autres à la provoquer et à la localiser, tandis que certaines ralentissent la propagation des discontinuités dans la couche supérieure pour prolonger la pérennité de la structure. Parmi les techniques visant à prolonger la durée de vie des structures, nous pouvons envisager les solutions d'interface retardatrice de fissuration. Ces solutions cohérentes à incorporer une couche comme interface entre la couche fissurée existante et la couche supérieure saine. Cette couche intermédiaire agit comme une barrière, retardant la propagation des fissures et préservant ainsi l'intégrité structurelle. En insérant cette interface retardatrice de fissuration, on peut limiter les effets néfastes des fissures et prévenir leur propagation vers la surface, ce qui contribue à améliorer la durabilité et la longévité de la structure. L'interface utilisée peut être souple afin de disperser les contraintes concentrées aux alentours des fissures, ou rigide pour renforcer la couche supérieure et contrer la propagation des fissures une fois qu'elles ont atteint l'intérieur de la couche bitumineuse. Cette approche est aussi particulièrement utile dans des situations où des dégradations importantes, telles que le phénomène d'orniérage, sont susceptibles de se produire. [10].

I.2 Patrimoine des Infrastructures linéaires en Algérie

I.2.1 Historique

Depuis son indépendance en 1962, l'Algérie a été confrontée à des défis majeurs tels que la reconstruction du pays, l'augmentation du parc automobile et la prévision d'une intensification des échanges entre les différentes provinces (wilayas). Les réseaux de routes et de chemins de fer ont connu une augmentation significative de leur étendue, s'adaptant ainsi à la demande croissante de transport de personnes et de marchandises. Cette expansion s'est produite de manière accélérée, accompagnant les besoins en matière de déplacement. Les infrastructures de transport ont un double objectif : faciliter les déplacements sur de longues distances et assurer les déplacements de proximité. Elles jouent également un rôle essentiel dans la réduction de l'isolement des zones rurales en les connectant aux centres urbains et aux autres régions.

Au cours des cinquante dernières années, les réseaux de transport ont connu deux types d'évolutions distincts, chacun ayant ses propres facteurs de développement [11] :

- D'une part, l'urbanisation de la société algérienne a conduit au développement des routes de proximité, également appelées routes communales. Depuis l'indépendance en 1962, les zones périurbaines ont connu à la fois une expansion géographique et une densification. Entre 1962 et 1982, la population des zones périurbaines a augmenté en moyenne de 2,8 % par an, reflétant une période de croissance importante. Par la suite, bien que l'augmentation démographique se soit maintenue, elle a ralenti avec un taux moyen de 1,5 % par an dans les années 2000, et de 1,9 % depuis 2010.

L'augmentation de la population urbaine, notamment dans les lotissements, a entraîné la nécessité de construire des routes communales. La saturation des réseaux routiers et la croissance importante du nombre de véhicules ont incité les autorités publiques à revoir le schéma directeur national des transports. Cela explique le développement des routes et des autoroutes à l'ensemble du territoire national et le lancement d'autres grands projets tels que les tramways et les métros dans les grandes villes.

- D'autre part, dans le but de désenclaver des hauts plateaux et des régions du Grand Sud, des infrastructures de transport adaptées aux longues distances ont été étendues. Un programme de construction d'autoroutes a été lancé et continue de se développer, notamment par le dédoublement de la Route Nationale (RNI). Cette expansion du réseau autoroutier vise à améliorer la connectivité et à faciliter les déplacements sur de grandes distances. Aussi, les lignes ferroviaires étaient en cours d'évolution depuis le début des années 2000.

Les experts dans le domaine, considèrent comme infrastructures linéaires et de base, les ouvrages suivants [12] :

- Le réseau routier et autoroutier avec un ensemble d'infrastructures indispensables pour assurer la connectivité (ouvrages d'art, tunnels, échangeurs...)
- le réseau ferroviaire ;
- les aéroports et les aéródromes.

1.2.2 Consistance du réseau routier

Le réseau routier de l'Algérie comptait en 1962 (toutes natures de routes confondues), 80 000 km de routes et de pistes classées. Constitué (en 2021) de 147 037 km et 12 000 Ouvrages d'Arts (Tableau I.1). Ce réseau routier joue un rôle essentiel dans les échanges, représentant plus de 95 % du volume total, avec une part significative sur le réseau économique principal. Cette situation démontre clairement la prédominance du transport routier par rapport aux autres modes de transport [12]. Le réseau routier national (RRN) se compose de trois catégories de routes :

- Les Routes Nationales, identifiables par leurs bornes kilométriques rouges et leur dénomination commençant par la lettre N (N1, N5, etc.), Gérées par le « Ministère des Travaux Publics et des Infrastructures de Base », Ils ont la responsabilité de gérer et d'étudier les projets de nouvelles routes nationales et autoroutes, ainsi que d'assurer l'entretien, la réhabilitation et le renforcement de ces infrastructures de base.
- les Chemins de Wilaya « CW » dépendant de la tutelle de la Wilaya. Le conseil de Wilaya est responsable des décisions relatives à la construction, à l'entretien et aux travaux routiers sur son territoire. Il collabore avec les Directions des Travaux Publics (DTP) pour mener à bien ces activités.
- les Chemins Communaux « CC », contrôlés par les communes avec l'assistance technique des DTP et ses subdivisions au niveau de chaque Daïra. Le conseil communal de la commune en question exerce une autorité décisionnelle sur divers aspects liés à la construction, à l'entretien et aux travaux. Il joue un rôle central dans l'élaboration des politiques visant à améliorer et à développer les infrastructures de la commune. Ces décisions sont prises en tenant compte des besoins de la population locale, de la sécurité routière et de la planification urbaine.

Tableau I.1. Evolution du RRN depuis 1962 à 2022 [12]

Année	1962	2016	2021
Autoroutes		1 145	1 407
Rocades et routes expresses		3 400	6120
Routes Nationales « RN »	8 500	30 932	36 657
Chemins de Wilayas « CW »	14 400	27 356	24 860
Chemins Communaux « CC »	12 600	70 908	77 993
Chemin ruraux	18 700	/	/
Pistes Principales (au Sahara)	12 300	/	/
Pistes Secondaires (au Sahara)	13 300	/	/
Total du Réseau Routier	80 000	133 741	147 037
Ouvrages d'art OA	920	9560	12 000

Pour les états physiques des routes, on constate que 83% sont en bonne ou moyenne état et avec seulement 17% qui doivent être réhabilités. On observe également une augmentation du nombre de routes nationales, témoignant ainsi des efforts déployés par les autorités publiques pour faciliter les déplacements entre les différentes régions du pays.

Tableau I.2: Etat et consistance du Réseau Routier National en 2021 [12]

	Désignation	Bon	Moyen	Mauvais	Total (km)	Taux (%)
Classement Administratif	Routes Nationales	21 842	7 863	5 465	35 170	30%
	Chemins de Wilaya	12 126	7 317	3 669	23 112	20%
	Chemins Communaux	24 898	22 570	10 352	57 820	50%
	Total	58 866	37 750	19 486	116 102	100%
	Taux (%)	51%	32%	17%	100%	

1.2.3 Consistance du patrimoine ouvrages d'arts routiers

Au cours des trois dernières décennies, le nombre d'ouvrages d'art a connu une évolution remarquablement rapide. En 1990, on recensait 2 583 ouvrages, qui sont passés à 3 756 en 2002, pour finalement atteindre 6 285 ouvrages répertoriés en 2013 (Tableau I.3). Actuellement plus de 21 500 ouvrages d'art de tout genre dont 11 500 routiers et 10 000 sur les chemins de fer, avec 3 478 ponts routiers seulement sur l'autoroute est-ouest ;

Tableau I.3 : Répartition des Ouvrages d'Art en Algérie [12]

Désignation	CC	CW	RN	Total
Nombre des OA	1 343	1 609	3 333	6 285
Pourcentage	21,4 %	25,6 %	53 %	100%

I.2.4 Patrimoine des infrastructures aéroportuaires

Le nombre total des aéroports en Algérie est de 55, dont 36 ouverts à la circulation aérienne publique (CAP). 13 aéroports sont de classe internationale, 23 aéroports de classe nationale. La répartition spatiale des aéroports est équilibrée en nombre entre le nord et le sud avec, avec 19 Aéroports se trouvent au Sud du pays et 17 Aéroports au Nord.

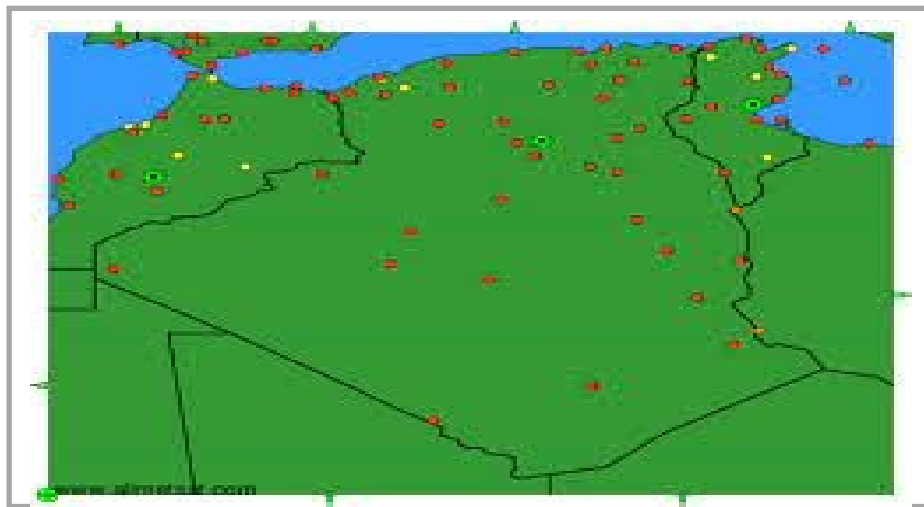


Figure I.1. Répartition des 36 aéroports de l'Algérie

I.3 Structures des chaussées routières

La chaussée est composée d'une série de couches stratifiées de matériaux qui reposent sur une plateforme solide connue sous le nom de plateforme support. Selon la composition de chaque couche, les interfaces entre elles peuvent être classées en trois catégories distinctes : collées, semi-collées (ou glissantes) et décollées [13]. La configuration des chaussées consiste en une superposition de plusieurs couches (voir Figure I.2), le corps de chaussée comprend généralement trois types de couches principales, parfois accompagnés de sous-couches éventuelles :

a/ La couche de surface : elle est en contact direct avec la circulation, se compose de deux éléments principaux : la couche de roulement, qui constitue la couche supérieure de la structure de chaussée, supportant les contraintes combinées du trafic et des conditions climatiques, et éventuellement une couche de liaison qui fait office d'interface entre les couches d'assise et la couche de roulement. Les caractéristiques de surface de la couche de roulement jouent un rôle important dans la qualité d'utilisation de la chaussée. De plus, la

couche de surface contribue à la durabilité de la structure de la chaussée, notamment en assurant une fonction d'étanchéité vis-à-vis de l'assise.

b/ La couche d'assise : est l'élément principal de la chaussée. Elle est composée de deux sous-couches : la couche de fondation et la couche de base. Ces sous-couches, généralement constituées de matériaux bien étudiés, sont principalement utilisées pour les routes à fort trafic. Elles confèrent à la chaussée une résistance mécanique contre les charges verticales causées par la circulation routière, en répartissant les sollicitations sur la plate-forme de terrassement. Cela permet de maintenir les déformations de la chaussée dans les limites autorisées.

c/ La couche de forme : joue un rôle essentiel en assurant la transition entre le sol support et le corps de la chaussée. Elle remplit deux fonctions principales : tout d'abord, lors de la phase de construction, elle protège le sol support, fournit un niveau de qualité et permet le passage des engins pour l'approvisionnement des matériaux et la réalisation des différentes couches de la chaussée. En ce qui concerne le fonctionnement mécanique de la chaussée, elle permet d'améliorer l'homogénéité et, si nécessaire, d'améliorer les caractéristiques hétérogènes des matériaux de remblai ou du sol support. De plus, elle offre une protection contre le gel

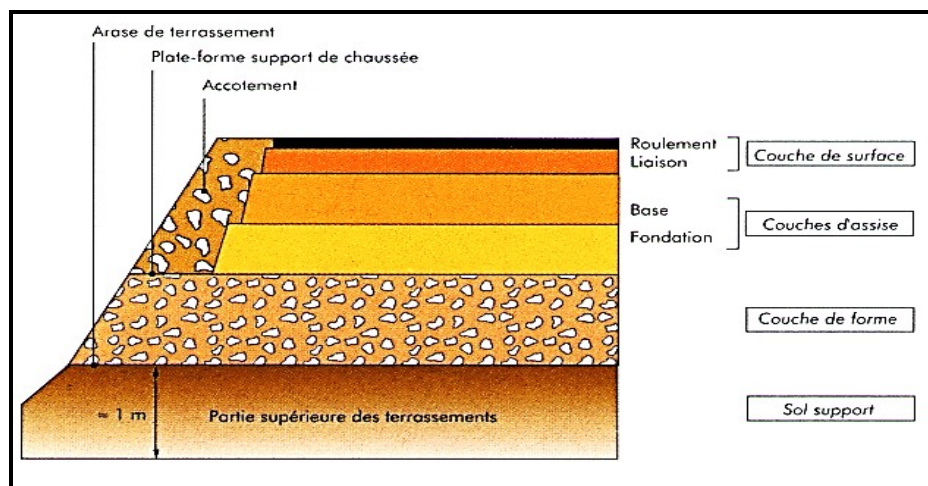


Figure I.2. Différentes couches et structure de la chaussée souple [14]

I.4 Familles de structures de chaussées et modes de fonctionnement

L'évolution des chaussées a été étudiée depuis les premières routes jusqu'aux chaussées modernes. Les structures de chaussées se regroupent en six familles principales : chaussées souples, chaussées bitumineuses épaisses, chaussées semi-rigides ou à assise traitées aux liants hydrauliques, structures mixtes, chaussées à structures inverses et chaussées rigides (ou en béton de ciment) [15].

1.4.1 Chaussées souples

Les chaussées souples se caractérisent par une couche de surface bitumineuse relativement mince, atteignant au maximum 15 cm. Dans certains cas, cette couche peut être réduite à un simple enduit superficiel pour les chaussées à circulation faible. Elle est basée sur une ou plusieurs couches de matériaux non traités. L'épaisseur totale de la chaussée varie généralement entre 30 et 60 cm (Voir Fig. I.3).

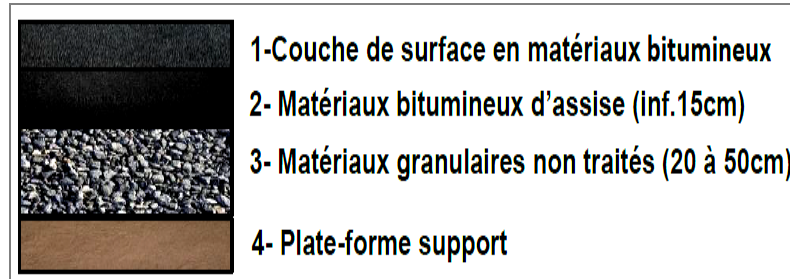


Figure I.3 Structure de chaussée souple

La souplesse de ce genre de structures les rend particulièrement sensibles aux changements d'humidité des sols sous-jacents. Cela se manifeste notamment par les phénomènes connus sous le nom d'"effets de bord". En période humide, on observe une diminution de la capacité portante, pouvant entraîner des affaissements des bords de la chaussée, tandis qu'en période de sécheresse, des fissures de retrait hydrique peuvent apparaître. Les contraintes verticales causées par le trafic entraînent des déformations plastiques du sol ou des matériaux granulaires non traités, ce qui se traduit par des déformations permanentes de surface appelées communément « l'orniérage ».

1.4.2 Chaussées bitumineuses épaisses

Les chaussées bitumineuses épaisses sont constituées d'une couche de roulement composée de matériaux bitumineux, reposant sur un corps de chaussée composé de matériaux traités aux liants hydrocarbonés. Ce corps de chaussée est constitué d'une ou deux couches, à savoir la base et la fondation. L'épaisseur de ces dernières couches varie généralement entre 15 et 40 cm (Voir Fig. I.4).

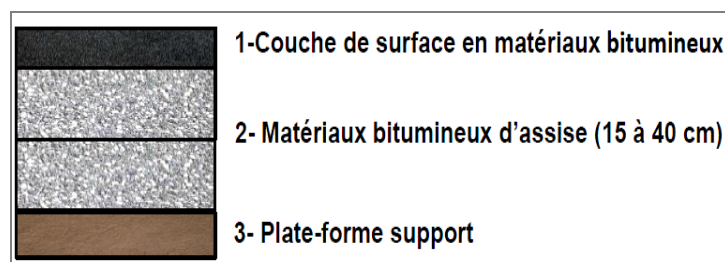


Figure I.4 Structure de chaussée bitumineuse épaisse

Les charges de la circulation routière sont supportées par les couches d'assise constituées de matériaux bitumineux. Dans les cas où ces couches ont une interface décollée, chaque couche subit une tension et risque de se rompre par fatigue. La rigidité des couches inférieures assure une répartition efficace des contraintes, et les sollicitations verticales transmises au sol support sont assez faibles pour éviter toute déformation permanente avant que les couches bitumineuses ne soient endommagées par la fatigue. La rigidité et la résistance à la traction des couches inférieures en matériaux bitumineux permettent de disperser et d'atténuer les contraintes imposées par le trafic routier. La qualité de l'interface entre les différentes couches a une influence majeure sur leur comportement mécanique.

Dans le cas où les couches ont une interface bien collée, la plus grande déformation en traction se produit à la surface inférieure de la couche la plus profonde. Cependant, si les couches se détachent, chaque couche sera soumise à des contraintes de traction et pourra se rompre par fatigue. Sans entretien, les chaussées bitumineuses épaisses subissent un processus de dégradation qui conduit finalement à leur effondrement. En effet, les fissures de fatigue longitudinales apparaissent généralement après les dommages superficiels. Ces fissures se propagent pour devenir un faïençage généralisé. La dégradation des fissures s'accélère avec l'infiltration d'eau à travers ces fissures, ce qui entraîne l'érosion des bords de ces fissures, puis la perte de matériaux et la formation de nids de poule. À ce stade, les couches désorganisées réagissent isolément aux charges et se fatiguent.

1.4.3 Chaussées semi rigides

Ces types de structures sont généralement appelés "chaussées à assise traitées aux liants hydrauliques". Composés d'une couche de revêtement bitumineux posée sur une assise composée de matériaux traités aux liants hydrauliques, formés d'une ou deux couches (base et/ou fondation). L'épaisseur totale de ces couches varie généralement entre 20 et 50 cm (Voir Fig. I.5).

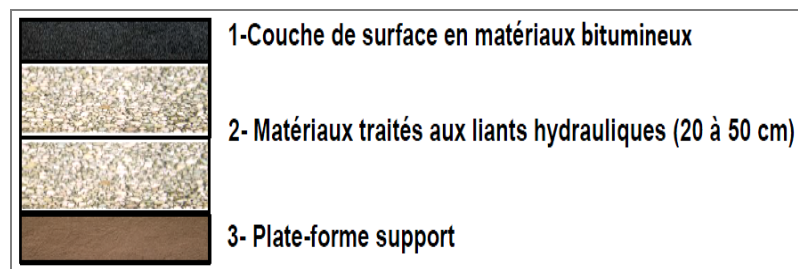


Figure I.5 Structure de chaussée semi-rigide

Étant donné la grande rigidité élevée du corps de chaussée de ce genre structure, les charges de circulation transmises à la chaussée sont faibles. Cependant, la conception de ce type de chaussée est basée sur l'effort de traction-flexion appliqué à la base de la structure.

Lorsque la couche de base adhère correctement à la couche de fondation, la contrainte maximale de traction se trouve à la base de la couche de fondation. En revanche, si un glissement relatif se produit, les deux couches se trouvent en traction à leur base, ce qui entraîne une fissuration transversale. Le frottement entre la couche d'assise et son support empêche le retrait, contribuant ainsi à la fissuration.

En l'absence de dispositions constructives spécifiques, ces fissures se propagent à travers la couche de roulement de la chaussée. Elles se manifestent à la surface avec un espacement relativement régulier, généralement entre 5 et 15 mètres. Leur ouverture varie en fonction de la température, allant de quelques dixièmes de millimètre à quelques millimètres. Lorsqu'elles apparaissent initialement, ces fissures de retrait sont généralement rares, mais avec le passage du trafic, elles ont tendance à se diviser et à se propager davantage.

Diverses méthodes ont été développées pour contrôler la fissuration de retrait, telles que la pré-fissuration des couches d'assise et l'utilisation de complexes "anti-fissures" pour limiter ou ralentir la propagation des fissures à travers la couche de roulement. En plus de ces types de fissuration, il y a également l'usure de la couche de roulement en matériaux bitumineux provoquée par les charges roulantes qui ont exercé des forces tangentes, ainsi que la formation d'ornières par fluage lorsque les conditions de température et de trafic sont excessifs. Les couches de roulement peuvent également subir des fissures dues à la fatigue thermique résultant du vieillissement du bitume.

1.4.4 Chaussées à structure mixte

Ces structures comprennent une couche de roulement et une couche de base constituées de matériaux bitumineux, avec une épaisseur de base variant entre 10 et 20 cm. Elles reposent sur une couche de fondation composée de matériaux traités aux liants hydrauliques d'une épaisseur de 20 à 40 cm (Voir Fig. I.6). Les structures appelées mixtes sont caractérisées par un rapport d'épaisseur entre les matériaux bitumineux et l'épaisseur totale de la chaussée qui est d'environ 1/2.

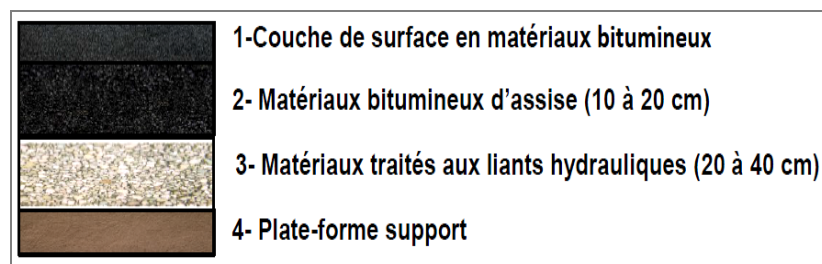


Figure I.6 Chaussée à structure mixte

Les différentes couches de structures mixtes assurent des fonctions différentes. La couche de fondation, qui est dosée aux liants hydrauliques, grâce à sa rigidité élevée,

répartit et diminue les charges transmises au sol support, tout en fournissant une assise rigide pour la couche de roulement en matériaux bitumineux.

Les couches bitumineuses jouent un rôle essentiel en assurant l'uniformité et la continuité propres à ce matériau. Elles ont également pour fonction de freiner la propagation des fissures transversales provenant de la couche de matériaux traités avec des liants hydrauliques, tout en diminuant l'effort de flexion à la partie inférieure de la couche de fondation. En raison de l'effet du trafic, la couche bitumineuse subit peu d'effort de traction, tandis que la partie inférieure de la couche traitée aux liaisons hydrauliques est soumise à des efforts de flexion pouvant entraîner des dommages par fatigue.

Les mouvements de dilatation différentielle entre la couche de grave-bitume et la couche traitée aux liaisons hydrauliques, combinés à l'effet du trafic, peuvent entraîner une dégradation de l'adhérence entre ces couches dans certaines zones. Cette situation provoque une augmentation importante des contraintes de traction dans la couche de grave-bitume, ce qui peut finalement conduire à une défaillance par fatigue de cette dernière.

1.4.5 Chaussées à structure inverse

Les chaussées à structure inverse sont composées de couches bitumineuses d'une épaisseur totale d'environ 15 centimètres, posées sur une couche de grave non traitée d'environ 12 centimètres, qui reposent à son tour sur une couche de fondation constituée de matériaux traités aux liants hydrauliques, dont l'épaisseur varie entre 15 et 50 centimètres. la chaussée peut atteindre entre 60 et 80 centimètres (Voir Fig. I.7).

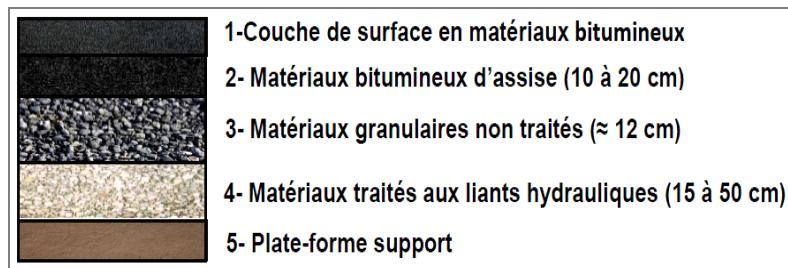


Figure I.7- Structure de chaussée à structure inverse

Pour ce type de structure, chaque couche remplit un rôle spécifique : la couche de revêtement bitumineuse assure l'uniformité et l'étanchéité, tandis que la couche granulaire, qui présente une certaine déformabilité horizontale, prévient l'apparition de fissures dues au retrait et aux variations thermiques de la couche de matériaux traités aux liants hydrauliques. La couche de fondation a pour objectif de réduire les sollicitations transmises au sol. En cas d'anomalies dans la mise en œuvre de la couche de revêtement bitumineuses, l'eau peut s'introduire dans la couche granulaire, entraînant ainsi une dégradation prématurée de la chaussée.

1.4.6 Chaussées rigides

Les chaussées rigides sont constituées de béton de ciment d'une épaisseur variant de 15 à 40 cm, parfois recouvertes d'une fine couche de roulement en matériaux bitumineux. La couche de béton a pour assise soit sur une couche de fondation, qui peut être composée de matériaux traités aux liants hydrauliques, de béton de ciment ou d'une couche drainante non traitée, soit directement sur le support de la chaussée, avec parfois une couche bitumineuse intermédiaire. La dalle de béton peut être continue, renforcée longitudinalement (béton armé continu), ou discontinue, avec ou sans éléments de liaison aux joints.

En raison du module de rigidité élevée du béton de ciment, les charges générées par la circulation routière sont principalement absorbées par la couche de béton sous forme de flexion. Le sol ne reçoit que de faibles contraintes de compression. La sollicitation critique est la contrainte de traction résultant de la flexion à la base de la structure.

Le béton subit des phases de retrait lors de sa prise et en raison des cycles thermiques. Pour contrôler la fissuration associée, deux approches sont généralement utilisées. La première consiste à créer des joints transversaux pour permettre une certaine liberté de mouvement et éviter la formation de fissures importantes. La deuxième méthode consiste à incorporer des armatures longitudinales continues, qui répartissent les déformations de retrait par adhérence en générant de multiples fissures fines.

Lorsque la chaussée est soumise aux charges de trafic, la flexion est le principal mode de sollicitation de la couche de béton de ciment. Dans ce cas, la contrainte de traction due à la flexion à la base de cette couche est déterminante pour résister aux sollicitations imposées.

Les contraintes de compression transmises au sol sont minimales. La prise du béton et les variations thermiques entraînent généralement une fissuration de retrait. Cette fissuration est normalement maîtrisée soit par l'utilisation de joints transversaux, soit par l'incorporation d'armatures longitudinales continues, permettant de répartir les déformations de retrait par adhérence et de créer de fines fissures.

Les dommages les plus fréquents sont la fissuration causée par des contraintes de traction importantes à la base des dalles discontinues, ainsi que le phénomène de pompage lié aux changements des conditions de support près des joints et des fissures.

1.5 Conclusion

Le Réseau Routier Algérien comptait plus de 147 000 kilomètres de routes revêtues. Le budget attribué pour les infrastructures routières est réparti entre l'entretien et la réhabilitation du réseau routier, en effet, à la fin de l'année 2021, plus de 17 % du réseau national était considéré en mauvais état et nécessitait donc des travaux de réhabilitation.

Ce réseau routier joue un rôle essentiel dans les échanges, représentant plus de 95 % du volume total. Cette situation démontre clairement la prédominance du transport routier par rapport aux autres modes de transport.

CHAPITRE -II- RIGIDITE ET FATIGUE
DES ENROBES BITUMINEUX.

II.1 Préambule

Les matériaux bitumineux sont principalement utilisés dans les couches de surface et de base des chaussées. Ils sont soumis à l'impact combiné du trafic routier (solicitation mécanique) et des conditions climatiques (température, gel). À chaque passage d'un essieu de véhicule lourd, les enrobés bitumineux subissent des sollicitations cycliques et répétées de courte durée. Ainsi, la chaussée, qui agit comme un matériau rigide, repose sur un support déformable, ce qui a engendré des contraintes de flexion. À chaque passage des roues, des contraintes de traction se manifestent au niveau inférieur de la couche de chaussée. Ces charges ne provoquent pas une rupture immédiate, mais leur répétition peut éventuellement conduire à des fissures par fatigue. La fatigue des enrobés bitumineux est un phénomène complexe et il existe de nombreuses approches pour l'expliquer en raison de la nature hétérogène de ces matériaux. Les études existantes sont également diverses et fortement impactées par un grand nombre de paramètres associés aux enrobés bitumineux.

II.2 Module de rigidité des enrobés bitumineux

La rigidité des enrobés bitumineux est impactée par plusieurs facteurs, tels que la température ambiante, le mode de chargement et sa fréquence, la composition du bitume, les caractéristiques des agrégats, le taux des fines, la compacité, l'âge du mélange et l'éventuelle utilisation d'additifs. À une température donnée et avec une charge appliquée de manière lente, le béton bitumineux subit des déformations progressives et permanentes.

Lorsqu'il est soumis à une déformation rapide, le matériau présente un comportement différent : il devient plus résistant et présente un risque de rupture. La rigidité d'un matériau est une propriété qui peut se manifester à travers la pente de la courbe de contrainte-déformation du matériau [16]. La détermination de la rigidité des bétons bitumineux, également appelé module complexe (E^*), est effectuée en soumettant le matériau à des sollicitations cyclique à différentes fréquences, dans la plage des petites déformations. Dans ces conditions, l'enrobé présente principalement un comportement viscoélastique linéaire (VEL) [17]. Il y a plusieurs méthodes disponibles pour déterminer le module de rigidité des enrobés bitumineux. Ce module est une donnée nécessaire pour le dimensionnement des chaussées et pour fixer de la déformation admissible à la base des couches bitumineuses. Il est souvent exprimé sous la forme d'un rapport entre le module de rigidité à une température de référence de 10°C et le module à une température équivalente de 15°C [18].

Partant de l'hypothèse du comportement VEL d'un enrobé bitumineux, soumis à chargement de forme sinusoïdale dans le temps "t", la charge s'exprime par la formule :

$$f(t) = \sigma \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (1)$$

La réponse du matériau est caractérisée par une déformation sinusoïdale de type viscoélastique linéaire (VEL). Cela signifie que lorsque le matériau est soumis à une sollicitation sinusoïdale, sa déformation suit également une forme sinusoïdale, mais avec un décalage de phase par rapport à la sollicitation appliquée.

$$\varepsilon = \sin(\omega^*(t-\phi)). \quad (2)$$

Où :

σ en MPa, appelée : contrainte appliquée,

ε en $\mu\text{m/m}$: appelée déformation appliquée,

ω est la vitesse angulaire, en radians par seconde,

ϕ c'est l'angle de phase en degrés.

Le "module complexe" d'un matériau est défini comme le rapport entre la contrainte et la déformation. Il est généralement représenté par le symbole E^* et est calculé selon l'équation (3). Ce module complexe est une mesure de la rigidité de l'enrobé, qui indique comment le matériau réagit aux sollicitations mécaniques. [19].

$$E^* = |E^*|.(\cos(\phi) + i \sin(\phi)) \quad (3)$$

Comme son nom l'indique, le module complexe se compose de deux parties : une partie réelle E_1 et une partie imaginaire $i.E_2$, qui sont exprimé par les équations suivantes :

$$E_1 = |E^*|. \cos(\phi) \quad (4)$$

$$E_2 = |E^*|. \sin(\phi) \quad (5)$$

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (6)$$

La partie réelle du module, E_1 , est la composante du module complexe qui est en phase avec la contrainte appliquée au matériau. Elle représente la partie de l'énergie emmagasinée dans le matériau pendant la déformation et qui peut être restituée une fois la contrainte relâchée. C'est pourquoi on l'appelle également le module d'élasticité dynamique. En d'autres termes, E_1 mesure la capacité du matériau à stocker l'énergie sous forme élastique.

D'autre part, la partie imaginaire du module, E_2 , est en quadrature avec la contrainte appliquée. Elle donne une indication de l'énergie perdue par frottement interne au sein du matériau lors de la déformation. Cette énergie dissipée est généralement convertie en chaleur. C'est pourquoi E_2 est également connu sous le nom de module de perte. Il reflète la capacité du matériau à dissiper l'énergie lors de cycles de déformation-récupération.

La norme du module complexe, $|E^*|$, représente la valeur absolue de E^* , et est également appelée module de rigidité. C'est une mesure globale qui combine à la fois la partie réelle (E_1) et la partie imaginaire (E_2) du module complexe. $|E^*|$ donne une indication de la résistance globale du matériau à la déformation, en prenant en compte à la fois la capacité de stockage d'énergie et la dissipation d'énergie.

L'angle de phase est défini par l'équation :

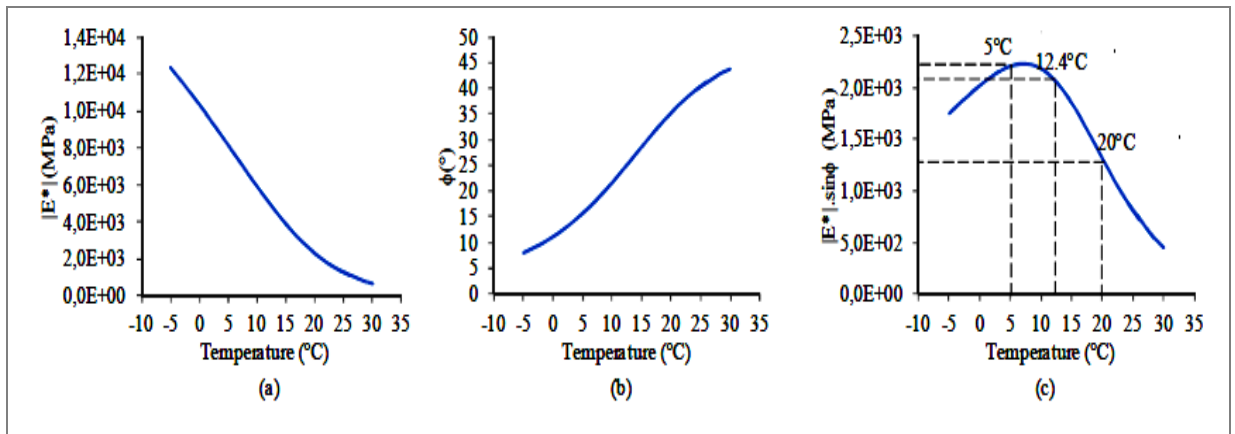
$$\phi = \arctan \frac{E_2}{E_1} \quad (7)$$

L'angle de phase, représenté par ϕ , est un paramètre qui permet d'estimer l'énergie dissipée au sein d'un matériau. Cet angle de phase est utilisé pour caractériser la nature visqueuse du matériau, c'est-à-dire sa capacité à se déformer et à dissiper l'énergie sous forme de chaleur.

La valeur de l'angle de phase donne une indication sur la prédominance de la composante visqueuse ou élastique du matériau, dans des conditions spécifiques. Pour un matériau purement élastique, l'angle de phase ϕ est égal à zéro, ce qui signifie que le matériau ne présente aucune dissipation d'énergie lors de la déformation. En d'autres termes, il conserve toute son énergie sous forme élastique et peut la restituer intégralement lorsque la contrainte est relâchée.

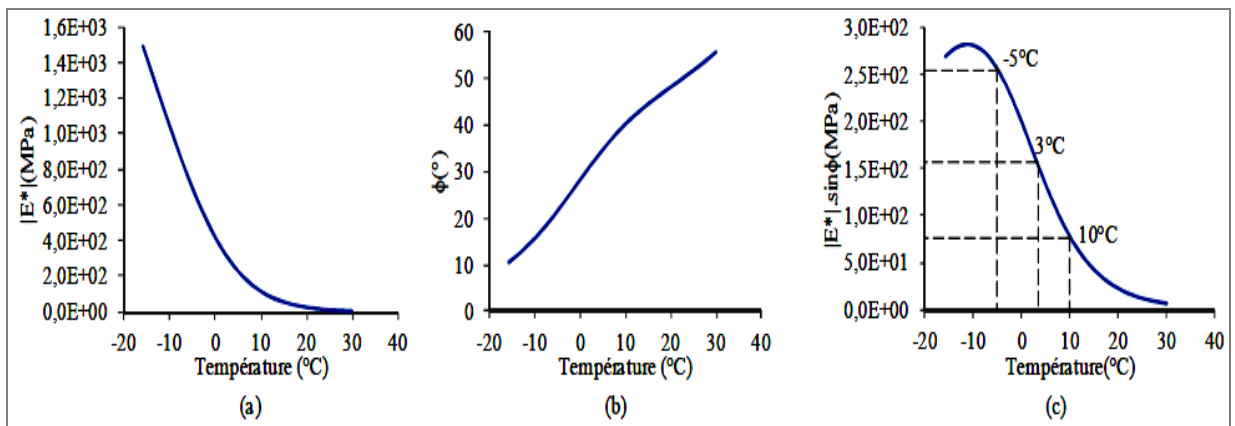
En revanche, pour les matériaux présentant une composante visqueuse, l'angle de phase ϕ a une valeur différente de zéro. Plus la valeur de ϕ est élevée, plus la composante visqueuse du matériau est prédominante par rapport à sa composante élastique. Cela signifie que le matériau a une capacité plus importante à dissiper l'énergie sous forme de chaleur lors de la déformation, au lieu de le stocker intégralement.

Ainsi, l'angle de phase ϕ permet d'évaluer la nature visqueuse ou élastique d'un matériau dans des conditions spécifiques. Un angle de phase proche de zéro indique un comportement élastique dominant, tandis qu'un angle de phase plus élevé suggère une prédominance visqueuse, indiquant une plus grande capacité du matériau à dissiper de l'énergie lors de la déformation [20].



(a) Norme du module complexe E^* (b) Angle de phase ϕ (c) Module de perte E_2 .

Figure II.1. Variation des propriétés mécaniques du BBSG en fonction de la température [21]



(a) Norme du module complexe E^* (b) : Angle de phase ϕ (c) : Module de perte E_2 .

Figure II.2- Variation des propriétés mécaniques du liant bitumineux selon la température [19].

II.3 Essais normalisés de détermination du module de rigidité

La norme européenne (EN 12697-26) propose différentes méthodes pour déterminer le module de rigidité des enrobés bitumineux, comme illustré dans la figure II.3. Les méthodes incluses sont les suivantes [19]:

- l'essai de flexion en deux points sur des éprouvettes trapézoïdales (2PB-TR) ou prismatiques (2PB-PR),
- l'essai de flexion en trois points sur éprouvettes prismatiques (3PB-PR),
- l'essai de flexion en quatre points sur éprouvettes prismatiques (4PB-PR),
- l'essai de traction indirecte sur éprouvettes cylindriques (IT-CY),
- l'essai de traction-compression directe sur éprouvettes cylindriques (DTC-CY),
- l'essai de traction directe sur éprouvettes cylindriques (DT-CY) ou prismatiques (DT-PR).

Les essais couramment employés pour les enrobés comprennent principalement l'essai de flexion en deux points 2PB-TR, l'essai de traction directe DT-CY et l'essai de traction indirecte IT-CY.

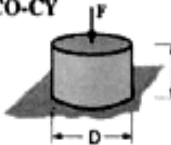
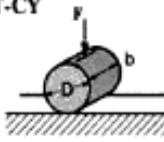
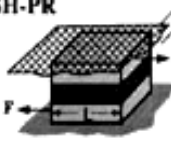
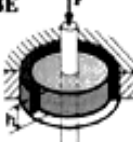
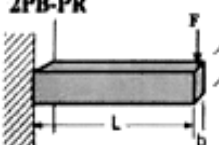
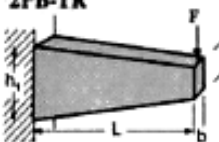
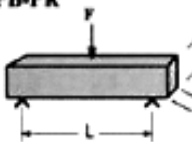
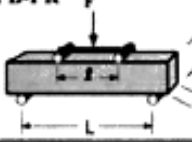
Essais homogènes	Test	Type of loading	Shape of specimen
	 CO-CY	Tension Compression	Cylindric
	 IT-CY	Indirect tensile Diametric Compression	Cylindric
	 SH-PR	Shear on square Sandwich	Prismatic
	 SH-BE	Shear-bending Load applied by an axial rod	Anular with central rod
Essais non homogènes	Test	Type of loading	Shape of specimen
	 2PB-PR	2 Point bending	Prismatic beam
	 2PB-TR	2 Point bending	Trapezoidal beam
	 3PB-PR	3 Point bending	Prismatic beam
	 4PB-PR	4 Point bending	Prismatic beam

Figure II.3. Essais de module et de fatigue recensés [22]

Selon une étude conduite par Di Benedetto et al. en 2001 [23] sur le module complexe, il a été constaté que les rigidités obtenues lors de différents essais étaient relativement similaires. Cela est particulièrement valable pour un comportement viscoélastique linéaire (VEL) démontré par un essai à charge sinusoïdale, réalisé dans des

conditions d'essai contrôlées telles que la température et la fréquence. Dans cette étude, le module de rigidité du même enrobé bitumineux a été déterminé à l'aide de deux essais : l'essai de traction indirecte et l'essai de flexion en deux points. L'objectif était d'établir des corrélations entre ces deux types d'essais. Les essais ont été réalisés dans une enceinte à température contrôlée. Les différences entre les deux essais résident dans la manière dont la sollicitation est appliquée et aussi par le genre d'éprouvettes utilisées.

II.3.1 Essais de traction indirecte (IT-CY)

La norme NF EN 12697-26 définit la méthode d'essai de traction indirecte, également connue sous le nom d'essai de compression diamétrale (IT-CY). Cette méthode utilise des échantillons cylindriques ayant une faible hauteur (prélevés à partir de plaques fabriquées en laboratoire ou carottés sur la chaussée). Ces échantillons sont soumis à une charge cyclique appliquée le long du diamètre vertical de l'éprouvette.

Pour obtenir le module dans cet essai, on mesure la déformation transitoire de l'éprouvette sous forme de déplacement horizontal du diamètre pendant l'application de la charge, tout en enregistrant la force appliquée. Les dimensions des éprouvettes cylindriques sont désignées par la norme NF EN 12697-26.

La norme recommande l'utilisation des cylindres dont le diamètre est adapté à la taille des granulats constituant le Béton Bitumineux. Le diamètre des échantillons doit être supérieur à cinq fois le diamètre maximal des granulats présents dans le mélange. En cet effet, la norme propose des cylindres de différents diamètres, tels que 80 mm, 100 mm, 120 mm, 150 mm ou 200 mm.

Le schéma de l'essai est représenté dans la Figure II.4. Un minimum de 10 cycles de chargement répétés doit être appliqué à l'aide d'un vérin de chargement, avec des périodes de repos entre chaque cycle.

Conformément à la norme précédente, un temps de montée en charge est prévu, ce qui indique qu'il faut un temps précis pour que la charge appliquée passe de zéro à sa valeur maximale. Ce temps de montée en charge est fixé à **124 ms ± 4 ms**.

La déformation horizontale résultant de la charge doit être située entre 3 µm et 7 µm pour des échantillons d'un diamètre de 100 mm. Les échantillons sont fabriqués et conservés dans des conditions spécifiques conformément à la norme 'EN 13108 [24]'. Ils doivent être séchés pendant au moins 8 heures et conditionnés à la température d'essai pendant un minimum de 4 heures.

Le module de rigidité est évalué à une température de référence de 15°C en effectuant deux essais sur le même échantillon. Le premier essai est réalisé dans la position initiale (appelée "sens Normal"), et le deuxième essai est effectué après avoir tourné l'échantillon de 90 degrés autour de son axe horizontal (appelée "position Retournée"). Pour être acceptés, les résultats du deuxième essai doivent être compris entre +10 % et - 20 % de la valeur du premier essai. Sinon, les résultats ne seront pas adoptés.

Il est nécessaire de tester un minimum de quatre essais pour obtenir le résultat moyen du module de rigidité du matériau testé.

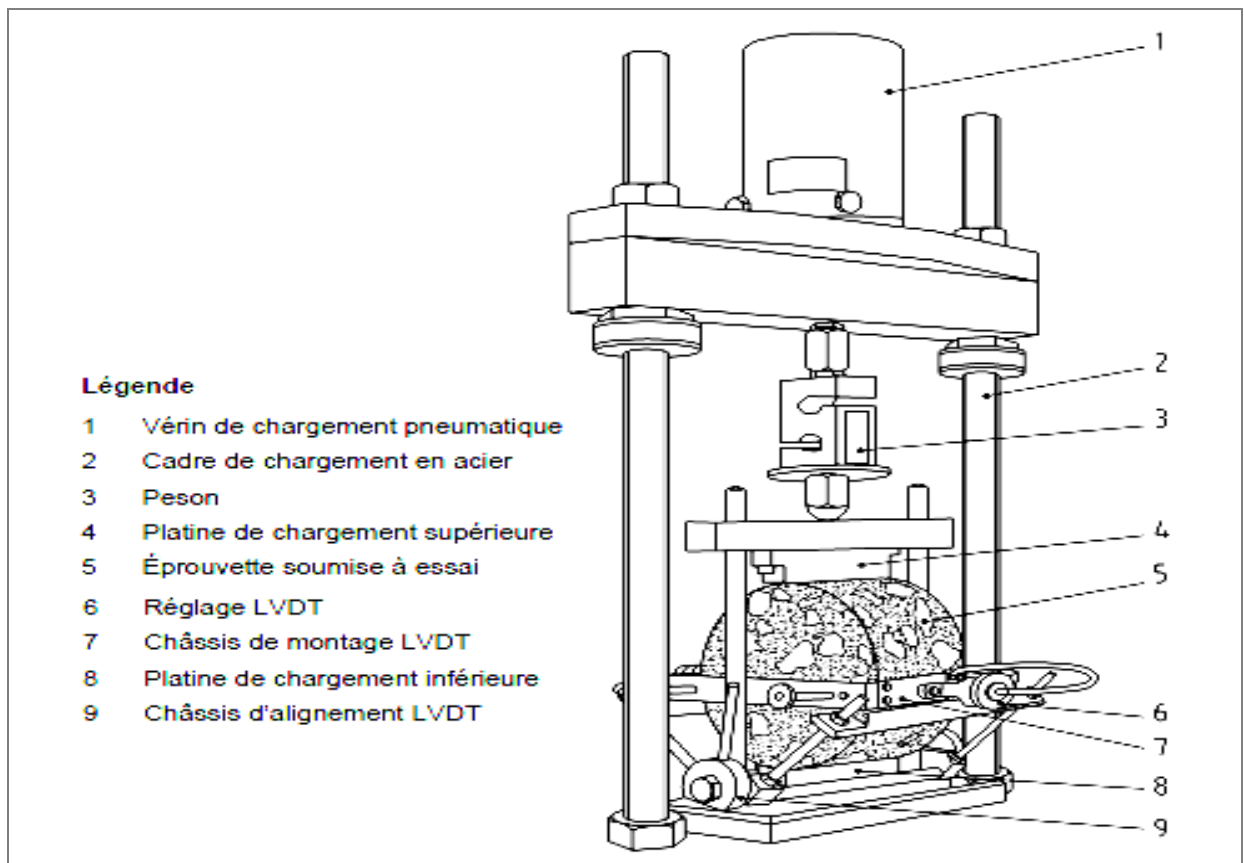


Figure II.4. Composants de la machine de l'essai de traction indirecte [25].

II.3.2 Essais de flexion deux points sur éprouvettes trapézoïdales

II.3.2.1 PRINCIPE DE L'ESSAI

Une éprouvette trapézoïdale est soumise en tête à une sollicitation en force sinusoïdale imposée : $F=F_0 \sin (w.t)$, ou une déflexion sinusoïdale imposée : $Z=Z_0 \sin (w.t)$. L'éprouvette est fixée à sa base à l'aide d'un support attaché à un châssis rigide. Il est recommandé que la force ou la déflexion soit telle quelle provoque une déformation inférieur ou égale à 5.10^{-5} mm. Le calcul du module complexe est effectué dans la zone soumise à la contrainte la plus élevée et dans une plage supposée linéaire pour le mélange hydrocarboné. Les valeurs du module complexe sont déterminées à différentes températures et fréquences, en fonction de : F_0 , Z_0 et ϕ l'angle de phase. Donc les caractéristiques de l'essai sont :

- Essai normalisé selon la nouvelle norme européenne CEN 12697-24, on applique un déplacement sinusoïdal d'amplitude constante à la tête de l'éprouvette. On enregistre ensuite la force ressentie à la tête de l'éprouvette afin de déterminer le module et la loi de fatigue de l'enrobé.

- Les dimensions de l'éprouvette trapézoïdale seront définies de manière proportionnelle à la taille du plus gros grain de gravier utilisé pour produire l'enrobé bitumineux, conformément au tableau ci-dessous.

Tableau II.1- Relation dimensions éprouvette
et grosseur des granulats de la matrice

Dimension	$D \leq 14\text{mm}$	$14 \leq D \leq 22\text{mm}$	$D > 22\text{mm}$
Grande base	$56 \pm 1\text{mm}$	$70 \pm 1\text{mm}$	$75 \pm 1\text{mm}$
Petite base	$25 \pm 1\text{mm}$	$25 \pm 1\text{mm}$	$30 \pm 1\text{mm}$
épaisseur	$25 \pm 1\text{mm}$	$25 \pm 1\text{mm}$	$30 \pm 1\text{mm}$
Hauteur	$250 \pm 1\text{mm}$	$250 \pm 1\text{mm}$	$250 \pm 1\text{mm}$

Pour étude, on a utilisé un BBSG 0-14, donc l'essai du module en flexion deux points est effectué sur une éprouvette de dimensions : Grande base 56 mm, Petite base 25 mm, hauteur 250mm et une épaisseur de 25 mm.

II.3.2.2 APPAREILLAGE DE FLEXION 2 POINTS

La machine d'essai spéciale pour flexion deux points (*2PB-TR*) permet d'appliquer une déflexion dynamique sinusoïdale à la tête de l'éprouvette, avec une plage de fréquences comprise entre 0.1 Hz et 30 Hz et pour réaliser des mesures, l'appareille est équipée de capteurs :

- Capteurs de force: capables de mesurer la force en dynamique entre 0,1 N et 100 N avec une exactitude de $\pm 5\%$;
- 03 Capteurs de déplacement: capables de mesurer la flèche jusqu'à 0,2 mm à une exactitude de $1\mu\text{m}$;
- Appareil de mesure de l'angle de déphasage à une exactitude de $\pm 1^\circ$.

II.4 Fatigue des enrobés bitumineux

Lorsque les véhicules lourds circulent sur la chaussée, les matériaux bitumineux subissent des sollicitations rapides et répétées. Au fil du temps, cela entraîne l'accumulation de petits dommages au sein des enrobés bitumineux. Ces dommages, qui se manifestent par une diminution de la rigidité du matériau, peuvent à long terme conduire à la dégradation de la structure de la chaussée due à la fatigue. La fissuration est la principale cause de détérioration des structures routières. Il est important d'améliorer notre compréhension de ce phénomène dans les enrobés bitumineux afin d'obtenir une meilleure compréhension du comportement global de la structure.

La fatigue, par définition, correspond à un processus d'accumulation de dommages dans un matériau suite à des sollicitations répétées. Ce processus altère les propriétés locales du matériau et peut entraîner la formation de fissures, voire la rupture complète de la structure. Les étapes principales de la fatigue comprennent l'amorçage des fissures, la propagation de ces fissures, et enfin, la rupture finale.

La fissuration est le principal mode de dégradation des couches de chaussées, avec un effet de structure notable dans les couches bitumineuses [16]. Afin de décrire cet effet et le comportement temporel d'une structure de chaussée, il est nécessaire de modéliser les caractéristiques mécaniques des enrobés bitumineux en prenant en compte quatre propriétés distinctes :

- La rigidité des enrobés bitumineux et son évolution dans le temps sont des paramètres essentiels à prendre en compte pour évaluer la performance et la durabilité des structures routières.,
- La fatigue et la loi d'évolution de l'endommagement,
- Les déformations permanentes et leur accumulation dans le temps,
- L'initiation et la propagation des fissures.

L'enrobé bitumineux est un matériau dont le comportement dépend de la vitesse et du temps de chargement et aussi de la température ambiante. La Figure II.5 synthétise les divers comportements des enrobés bitumineux selon l'amplitude de déformation ($|\epsilon|$) et le nombre de cycles de chargement (N) appliqués à l'enrobé [33], en maintenant une température constante :

- Le comportement viscoélastique linéaire (VEL) se réfère à la réponse d'un matériau qui présente à la fois des propriétés élastiques et visqueuses, mais dans une gamme de déformations relativement faibles (inférieures à 10^{-4} m/m) et pour un nombre limité de cycles (quelques centaines). Dans le domaine de linéarité, qui correspond à cette plage de déformations, les mesures du module complexe sont réalisées pour évaluer les propriétés des matériaux bitumineux. Il est important de réaliser ces mesures dans le domaine de linéarité, car c'est là que les propriétés viscoélastiques du matériau bitumineux sont les plus prévisibles et reproductibles. En utilisant des déformations « faibles », on s'assure que le matériau reste dans une plage où sa réponse est linéaire et ne présente pas de comportement non linéaire ou de rupture. Cela permet d'obtenir des données précises sur les propriétés mécaniques du matériau, qui sont essentielles pour la conception et l'évaluation des structures routières.
- Lorsque les matériaux sont soumis à des sollicitations avec de fortes amplitudes de déformations d'environ 10^{-2} m/m, leur comportement devient fortement non linéaire. Dans de telles conditions, même un petit nombre de cycles de chargement répété peut conduire à la rupture du matériau. Au lieu de présenter une réponse élastique avec une récupération de la déformation, le matériau peut subir une déformation permanente et même se rompre sous des charges répétées. Il est important de prendre en compte ce comportement non linéaire lors de la conception et de l'évaluation des structures soumises à de fortes sollicitations. Les matériaux utilisés doivent être choisis en fonction de leur capacité à résister à de telles déformations, et des tests de résistance et de durabilité doivent être effectués pour déterminer leur aptitude à supporter ces conditions.
- Lorsqu'un matériau est soumis à des chargements répétés de quelques dizaines de milliers de cycles et à des déformations de l'ordre de 80 à 150 $\mu\text{m/m}$, un phénomène de

"fatigue" se produit, ce qui entraîne le développement de fissures et des dommages au matériau. L'endommagement se produit progressivement, altérant les propriétés mécaniques du matériau jusqu'à sa rupture. Initialement, la dégradation est répartie dans l'ensemble du matériau (phase d'initiation), puis elle se concentre dans une "macro-fissure". À la fin d'un essai de fatigue, on détermine sa "durée de vie", qui correspond au nombre de cycles de sollicitations nécessaires pour atteindre le "critère de fatigue", souvent associé à la diminution de la norme du module complexe initial. Cette durée de vie varie de plusieurs dizaines de milliers à quelques millions de cycles et dépend du niveau de sollicitation, du type d'essai et du matériau testé [27].

- Lorsque les amplitudes de déformation approchent la ligne de rupture, des déformations irréversibles importantes se produisent. L'accumulation de ces déformations conduit à la l'orniérage de la structure.

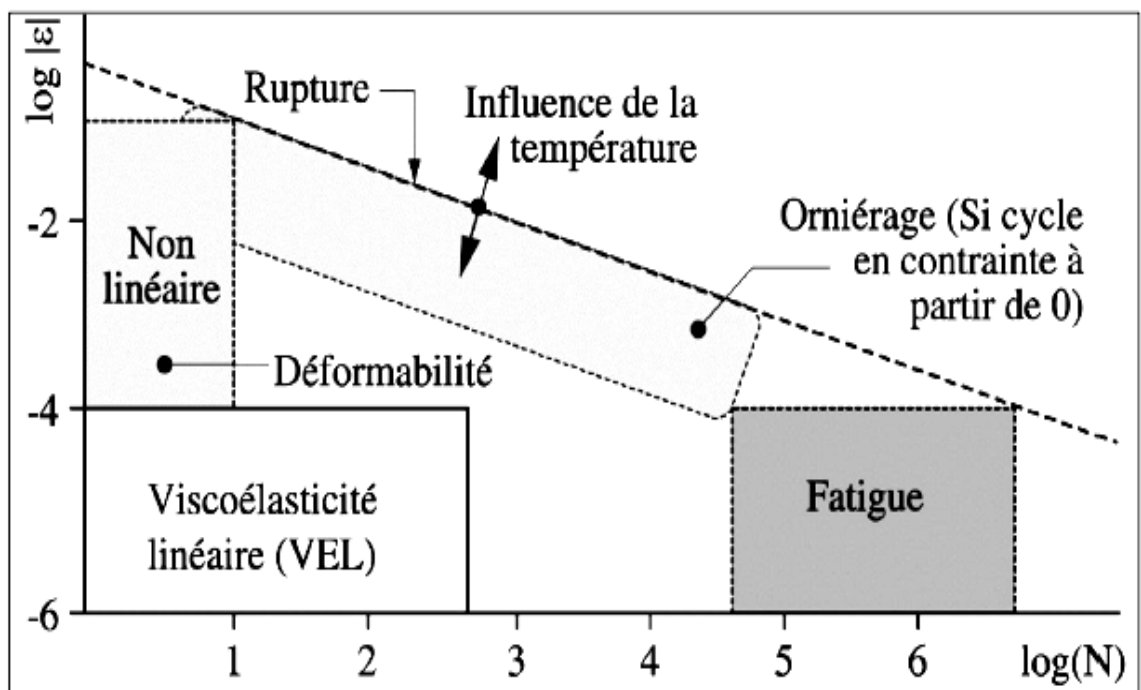


Figure II.5 Graphique empirique type d'enrobés bitumineux -température fixée [26].

La température affecte drastiquement le comportement des matériaux bitumineux, et donc, tous les domaines mentionnés. Les valeurs seuils entre les différents domaines ne sont indiquées qu'à titre indicatif des ordres de grandeur. Les enrobés à chaud sont connus par leur comportement réversible aux faibles déformations et à la fatigue, ce qui signifie qu'ils peuvent retrouver leur forme d'origine après avoir subi de légères déformations et résister à la fatigue due aux cycles de charge répétés. Cependant, cette propriété n'est malheureusement pas apparue dans le cas des enrobés à l'émulsion de bitume.

La représentation de Wöhler est une méthode couramment utilisée pour représenter les résultats des essais de fatigue (voir figure II.6). Cette représentation graphique consiste en une ligne qui associe une durée de vie à une sollicitation, que cette sollicitation soit une contrainte (force) ou une déformation (déplacement) imposée au matériau.

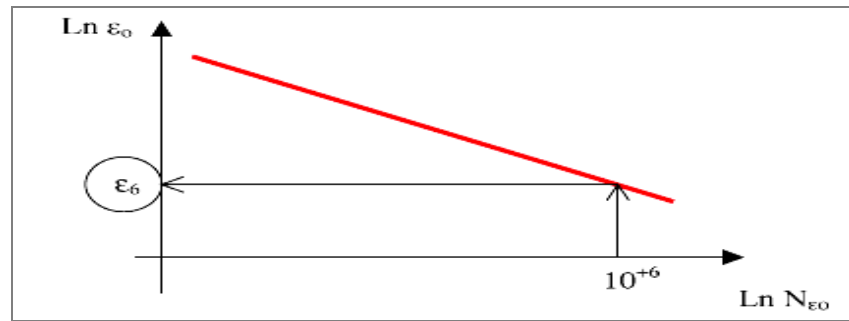


Fig. II.6- Courbe de fatigue : courbe de Wöhler [27]

II.4.1 Phases de fatigue et d'endommagement des enrobés bitumineux

Le comportement des enrobés bitumineux vis-à-vis de la fatigue est un phénomène complexe, activé par divers facteurs. Parmi ces facteurs, on peut citer la viscoélasticité du bitume ainsi que les caractéristiques du mélange, telles que la nature des granulats, les propriétés du liant et la qualité des liaisons entre ces composants. Ces différents éléments interagissent et contribuent à la résistance du revêtement aux contraintes cycliques, jouant un rôle essentiel dans sa durabilité et sa performance en service.

Outre l'essai effectué par Piau en 1989 [28], plusieurs autres auteurs ont également observé la présence de trois phases distinctes sur la courbe représentant l'évolution du module de rigidité en fonction du nombre de cycles lors d'un essai de fatigue. Ces essais de fatigue ont montrés que la raideur de l'échantillon passe par trois phases (I, II et III), tel qu'illustré dans la figure II.7 :

I. La phase I, également appelée phase d'accommodation, se caractérise par une chute rapide du module de rigidité et la formation de fissures microscopique. Cette chute du module de rigidité est principalement causée par les charges cycliques appliquées ainsi que par des phénomènes tels que la thixotropie et l'échauffement thermique, qui sont connus pour exercer une influence sur cette phase [29].

II. La phase II, également connue sous le nom de phase quasi-stationnaire, est caractérisée par la prédominance de l'endommagement de fatigue. Pendant cette phase, l'évolution de la raideur se stabilise et il y a une généralisation des microfissures dans l'ensemble du corps de l'échantillon.

III. La phase III, quant à elle, est appelée phase de rupture. Au cours de cette phase, le processus d'endommagement s'accélère en raison de la croissance des microfissures dans l'échantillon, conduisant à la formation d'une ou de plusieurs grandes fissures. Ces macro-fissures vont s'accroître jusqu'à atteindre une taille critique, ce qui entraîne finalement la rupture du matériau en deux parties distinctes ou plus.

Il est important de noter que, dans la réalité, la progression à travers ces phases dépend de plusieurs facteurs tels que la composition du matériau, les conditions environnementales et les caractéristiques du trafic routier. Comprendre ces différentes phases est essentiel pour évaluer la durée de vie en fatigue d'une chaussée et concevoir des structures résistantes et durables.

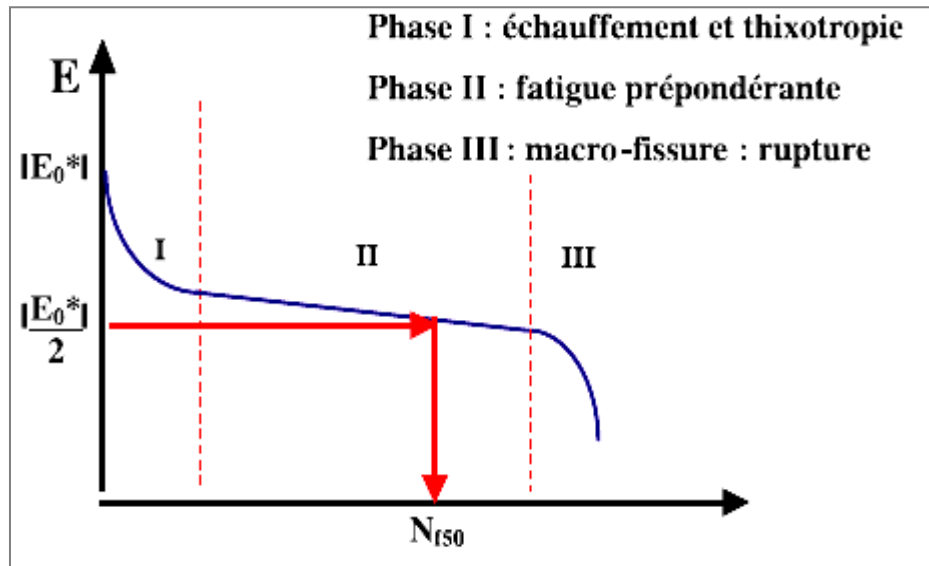


Figure II.7- Evolution typique de la raideur d'un échantillon en enrobé bitumineux lorsqu'il est soumis à des tests de fatigue, en fonction du nombre de cycle [30].

II.4.2 Les Différentes essais de fatigue

Il existe de nombreux essais permettant d'imiter le comportement en fatigue des enrobés bitumineux. Ces essais peuvent être regroupés en trois catégories en fonction de la nature des sollicitations conduisant à la rupture : les essais de flexion, les essais de traction-compression et les essais de cisaillement [31]. Parmi ces catégories, les essais de flexion sont particulièrement variés, et peuvent être réalisés selon différentes conditions d'essai, incluant la nature des essais et/ou des sollicitations. Quelques exemples d'essais de fatigue dans la catégorie des essais de flexion incluent :

- **Flexion à 4 points (4PB) :** Un élément en forme de poutre est soutenu par deux appuis simples et soumis à une double charge cyclique concentrique appliquée au tiers et aux deux tiers de la portée.
- **Flexion à 3 points (3PB) :** Un élément en forme de poutre est soutenu par deux appuis simples et soumis à une charge cyclique concentrique appliquée au milieu de la portée.

- Flexion à 2 points (2PB) : Une éprouvette de forme trapézoïdale (avec des dimensions b , B , e et h) est encastrée à sa base large (B) et soumise à une charge cyclique concentrique appliquée à son sommet (b).
- Flexion supportée (FS) : Un élément en forme de poutre est placé sur une membrane en caoutchouc ou une couche d'air pressurisé, et soumis à une charge cyclique concentrique appliquée au milieu de la portée.

La figure II.8 présente une illustration des différents types de sollicitations utilisées dans les différents essais pour évaluer la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux. Les courbes enveloppes des cycles de réponses obtenues sont également représentées [29].

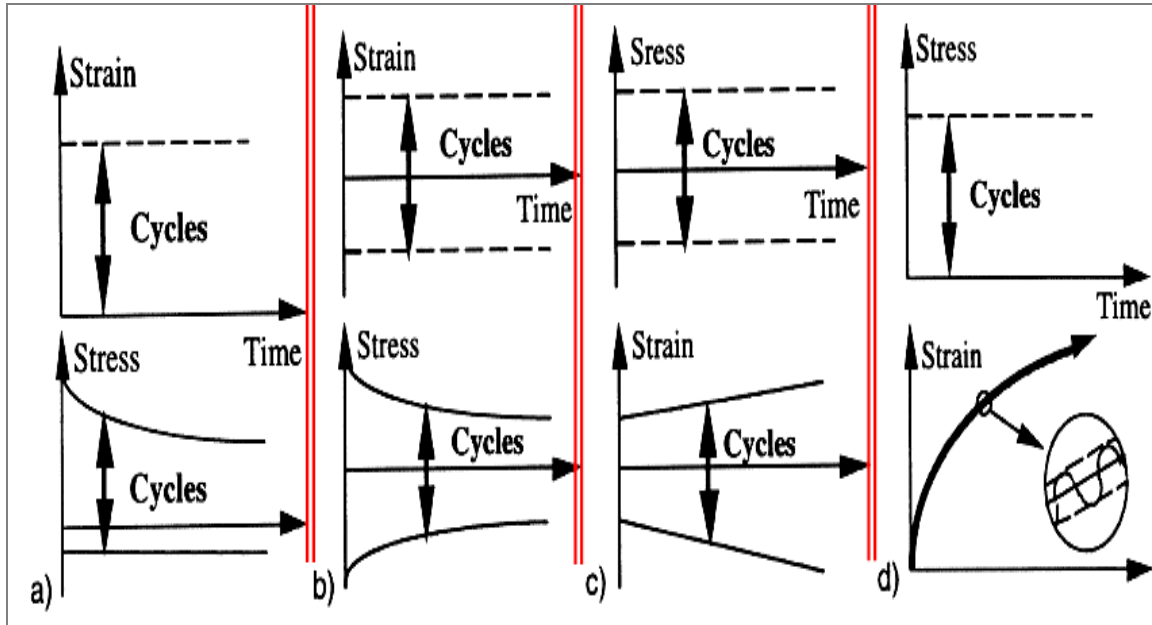


Figure II.8. Modes de sollicitation possibles et les courbes enveloppes des réponses obtenues en déformation imposée (a et b) et en contrainte imposée (c et d) [29]

Il convient de noter que les normes françaises et américaines sont basées sur des essais de fatigue réputées comme non homogènes. Cette non-homogénéité est due à la variation du champ de contrainte à l'intérieur de l'éprouvette, ce qui rend ces essais non homogènes. Une des principales raisons des divergences se manifeste dans les résultats de fatigue réside dans le fait que ces essais sont réalisés dans des conditions non homogènes [31].

Dans de telles conditions, les déformations et les contraintes varient tout au long de l'essai et, de plus, cette évolution diffère d'un type d'essai à l'autre. Dans le cas d'un essai non homogène, étant donné que le niveau de sollicitation varie en chaque point de l'éprouvette, l'endommagement à l'intérieur de l'éprouvette demeure non homogène. Au cours de l'essai de fatigue, même la rigidité de l'enrobé évolue à travers l'éprouvette, ce qui rend extrêmement difficile l'obtention d'une valeur absolue précise.

II.4.3 Modèle de comportement en fatigue

Les premières formules de modélisation du comportement en fatigue des enrobés bitumineux étaient relativement simples [Wang, 2011] [32]. En effet, la remontée de fissure était décrite par une loi connue sous l'appellation de "loi de Paris". Cette loi établit une relation entre la vitesse de propagation de la fissure et les contraintes de traction présentes dans l'enrobé bitumineux. Elle permet également de lier la vitesse de propagation de la fissure, de longueur " a ", au nombre de cycles de sollicitation " N " et au facteur d'intensité de contraintes " K ". De nombreux auteurs ont utilisé cette loi pour décrire les dommages dus à la fatigue.

$$\frac{da}{dN} = A.K^n \quad (8)$$

Avec : $\frac{da}{dN}$ est la croissance de la fissure, représentée par la longueur " a ", en fonction du nombre de cycles " N ", est décrite par le facteur d'intensité de contrainte " K ", qui caractérise l'état de contrainte à la pointe de la fissure. Les constantes " A " et " n " dépendent du matériau ainsi que des conditions expérimentales telles que la fréquence et la température [33].

Pour prédire la propagation de la fissuration due au trafic, le coefficient " n " prend des valeurs comprises entre 4 et 5,5, tandis que pour les sollicitations thermiques, " n " se situe généralement entre 2 et 3. Le paramètre " A " peut être calculé en utilisant la relation empirique suivante, selon Molenaar :

$$\log A = -2.36 - 1.14n \quad (9)$$

Différentes formulations de matériaux présentent des valeurs typiques pour les constantes A et n . Il est essentiel de réduire la propagation des fissures, ce qui implique de minimiser la valeur de K , ainsi que les constantes A et n . La valeur de K ne dépend pas seulement de l'amplitude de la charge, mais également de la longueur de la fissure, du transfert de charge potentiel au niveau des bords de la fissure, ainsi que des caractéristiques de rigidité des couches différentes de la chaussée.

II.4.4 Essai de flexion supportée

L'essai de flexion supportée présente une amélioration significative par rapport aux essais de flexion à 3 et 4 points. Dans cet essai, afin de mieux simuler les conditions de la chaussée, l'éprouvette est placée sur une membrane en caoutchouc (voir Figure II.9). La géométrie de l'éprouvette utilisée est celle d'une poutre. [34]

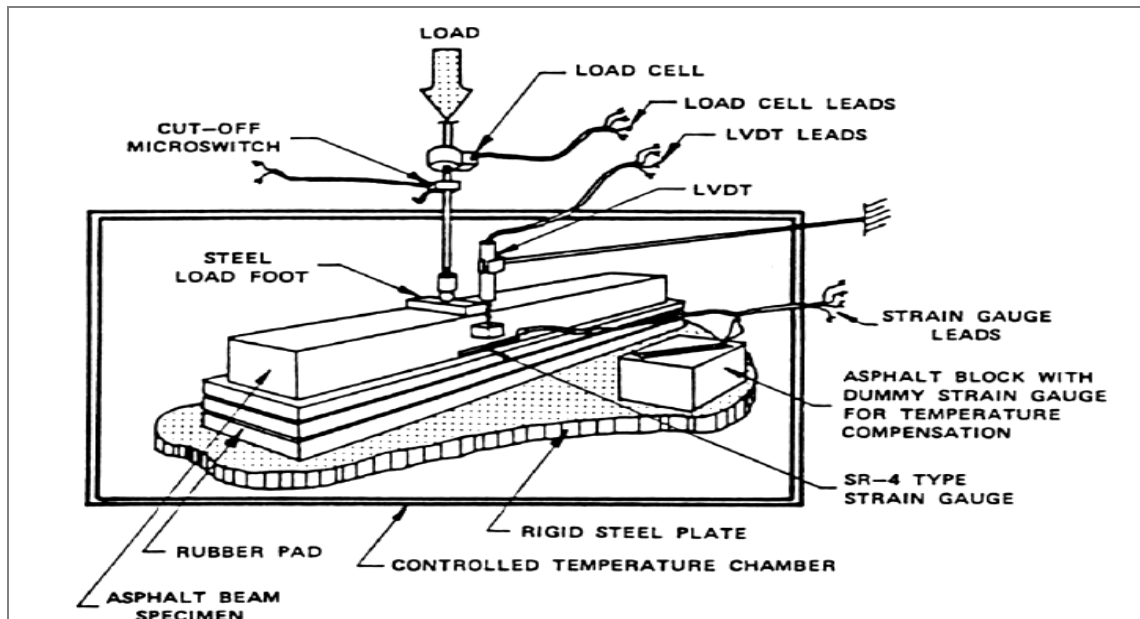


Figure II.9- Essai de flexion supportée sur poutre d'après Gonzalez-Torre [35]

Le système d'essais de flexion supportée utilisé pour l'étude de la fatigue et la remontée des fissures des enrobés bitumineux (figure II.10) est constitué de plusieurs composants essentiels. Tout d'abord, il y a l'enceinte thermo-régulable (1), qui permet de maintenir une température constante pendant les essais. Ensuite, nous avons l'unité électronique d'acquisition des données (2), qui est contrôlée par un ordinateur. Cette unité est responsable de collecter et d'enregistrer les données provenant des différents capteurs du système. Enfin, il y a le banc de flexion supporté (3), qui sert de support pour les échantillons d'essai.

Les capteurs utilisés pour mesurer la déformation dans le système sont de type « Linear Variable Differential Transformer » (LVDT). Chaque capteur LVDT a une plage de mesure différente en fonction du dispositif d'essai utilisé. Pour le banc de flexion supporté, la mesure de la fissure est effectuée à l'aide d'un capteur LVDT spécifique, appelé extensomètre, avec une plage de mesure de ± 10 mm. Cela permet de quantifier avec précision les déformations au niveau de la fissure dans l'échantillon.

En ce qui concerne la presse hydraulique utilisée dans le système, sa capacité maximale est de 20 kN. Cela signifie qu'elle est capable de générer une force allant jusqu'à 20 kilo-newtons lors des essais. Cette capacité est importante car elle permet d'appliquer des charges significatives sur les échantillons d'essai afin d'étudier leur comportement sous contrainte.

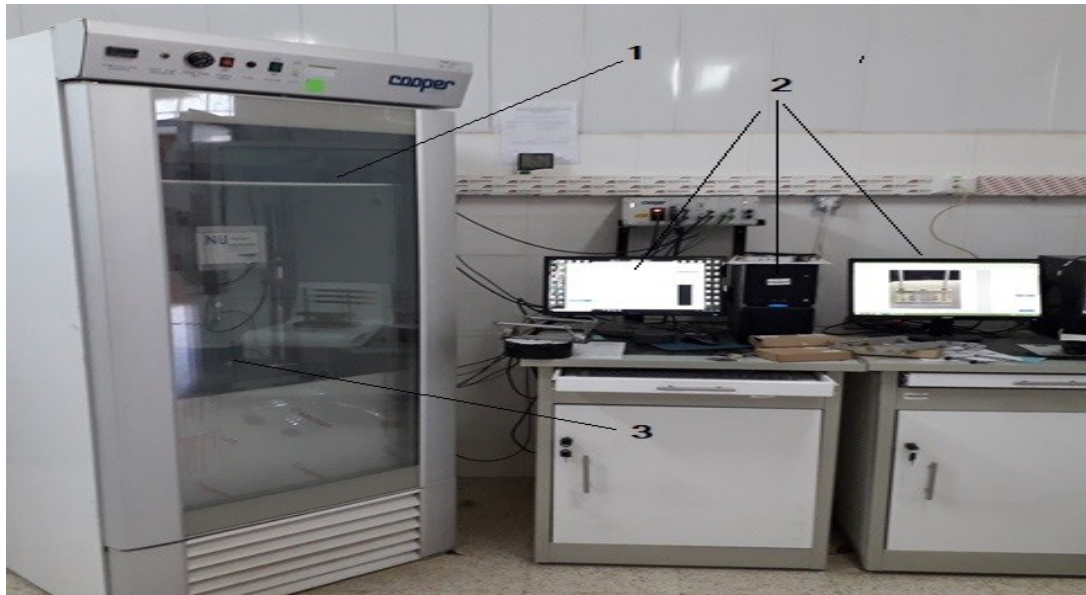


Figure II.10. Système d'essai de flexion supportée chez LTPSud.

L'essai de flexion supportée est réalisé sur un dispositif qui permet d'utiliser deux types d'éprouvettes. Tout d'abord, il y a les éprouvettes en béton bitumineux, également appelées "témoins" ou "non-renforcées". Ensuite, il y a les éprouvettes composées de béton bitumineux et de géogrid, connues sous le nom d'"éprouvettes composites" ou "renforcées".

Les éprouvettes composites sont dimensionnées comme des poutres prismatiques avec des dimensions de $380 \times 150 \times 100 \text{ mm}^3$ (longueur x largeur x hauteur). Le banc de flexion est placé à l'intérieur de l'enceinte thermo-réglable et est connecté à la structure d'essai (figure II.11).

L'utilisation de différentes éprouvettes permet de comparer les performances du béton bitumineux non renforcé avec celui qui est renforcé par une géogrid. Cela permet d'évaluer l'effet du renforcement sur les propriétés mécaniques et la résistance à la flexion du matériau. Grâce à l'enceinte thermo-réglable, il est possible de contrôler la température pendant les essais, ce qui permet d'étudier l'impact de la température ambiante sur le comportement des échantillons.

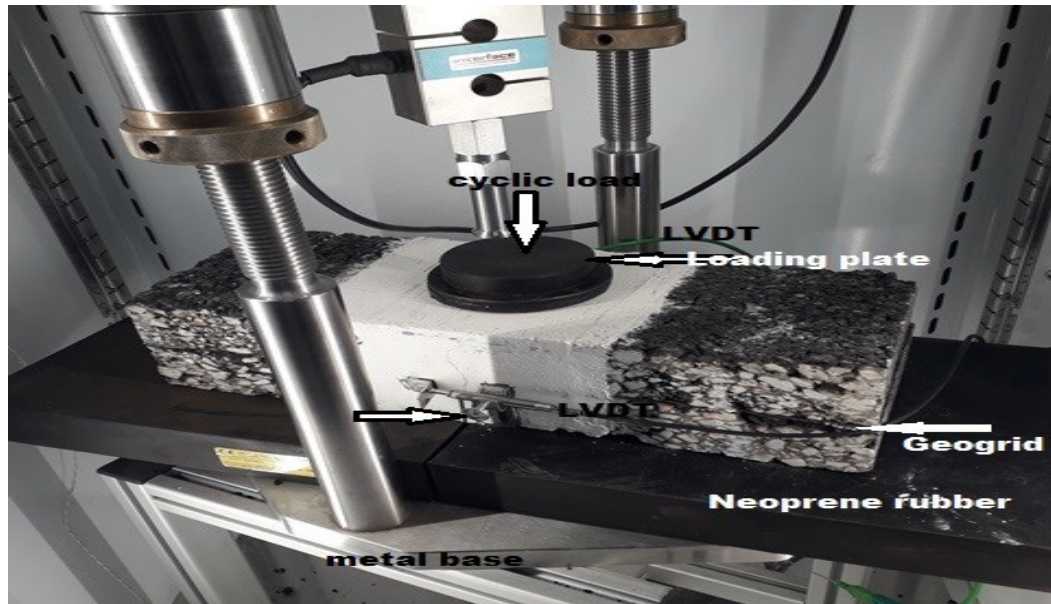


Figure II.11. Dispositif de flexion supportée se trouvant chez LTPSud

II.5 Conclusion :

Les matériaux bitumineux sont principalement utilisés dans les couches de surface et de base des chaussées. Ils sont soumis à l'impact combiné du trafic routier et des conditions climatiques ce qui engendre des contraintes de flexion.

La rigidité des enrobés bitumineux est impactée par plusieurs facteurs, tels que la température ambiante, le mode de chargement et sa fréquence. Il existe différentes méthodes pour déterminer le module de rigidité des enrobés bitumineux. Dans notre étude, le module de rigidité a été déterminé à l'aide de deux essais : l'essai de traction indirecte et l'essai de flexion en deux points.

L'essai de flexion supportée, utilisé pour mesurer l'apport des géogrilles, enregistre une amélioration significative par rapport aux essais classiques, afin de mieux simuler les conditions de la chaussée, l'éprouvette est placée sur une membrane en. Grâce à l'enceinte thermo-réglable, il est possible de contrôler la température pendant les essais, ce qui permet d'étudier l'impact de la température ambiante sur le comportement des échantillons.

CHAPITRE -III- FISSURATION DES
CHAUSSEES ET SYSTEMES
RETARDATEURS DE REMONTEE DES
FISSURES.

III.1 Fissuration des chaussées

La fissuration peut se manifester de différentes manières en fonction de plusieurs facteurs tels que le type de structure, les charges appliquées et leur intensité, les matériaux utilisés et les conditions climatiques. Lorsqu'on observe les différentes formes de ces dégradations et qu'on analyse l'historique de la structure, on peut déterminer l'origine des dégradations.

La variété des formes de fissuration comprend des fissures longitudinales, transversales, en croix, en éventail, en blocs, en réseau, ainsi que des fissures en mosaïque ou en escalier, pour n'en citer que quelques-unes. Chacune de ces formes peut indiquer un mode de chargement spécifique, une réaction différente des matériaux ou des conditions particulières.

Par exemple, les fissures longitudinales peuvent être le résultat de contraintes thermiques dues aux variations de température, tandis que les fissures transversales peuvent être causées par des charges de trafic lourd ou des mouvements de retrait et de gonflement des matériaux. Les fissures en éventail peuvent être associées à des problèmes de drainage ou à une mauvaise liaison entre les couches de la chaussée.

En étudiant attentivement les formes de fissuration et en prenant en compte l'historique de la structure, il est possible de déterminer si les dommages sont dus à des facteurs inhérents à la construction, à un défaut de conception, à une dégradation progressive ou à d'autres causes spécifiques. Cette analyse approfondie permet de prendre des mesures correctives adaptées pour prévenir de nouveaux dommages et assurer la durabilité de la structure.

III.1.1 Causes des fissures dans les chaussées

La fissuration des chaussées est un problème fréquent qui affecte les routes, et il existe différentes causes qui peuvent être regroupées en cinq catégories de fissures en fonction de leur origine [37] :

a) Fissures de fatigue

L'accumulation du trafic routier dense des poids lourds sur la chaussée provoque, à un seuil donné, l'apparition de fissures de fatigue. Cette fatigue peut être limitée à la couche de surface comme elle peut toucher toutes les couches de la structure.

b) Fissures de retrait

Lorsqu'une couche de longueur hypothétiquement infinie est objet d'une contrainte de retrait bloqué, des fissures de retrait peuvent survenir dès que le frottement entre cette couche et le support est suffisant pour atteindre la limite de traction. Ce phénomène est observé dans le cas de structures constituées de matériaux traités avec des liants hydrauliques. [LCPC 74 : "Assises autorisées aux liants hydrauliques" - Journées d'informations - Nantes - 1974] [20] :

Le retrait peut se manifester de deux manières différentes : le retrait de prise et le retrait thermique. Ces phénomènes se manifestent principalement dans les couches de matériaux contenant des liants hydrauliques, mais peuvent également se produire pour les

matériaux traités avec des liants hydrocarbonés dans des conditions climatiques extrêmes, telles que celles rencontrées dans le sud de l'Algérie.

Prenons en considération ce phénomène plus fréquent dans le cas d'une chaussée comportant une assise traitée aux liants hydrauliques. Dès la mise en œuvre de ce matériau et le début de son durcissement, la couche d'assise subit une traction uniforme sur toute son épaisseur. Le frottement avec le sol support entraîne alors l'apparition d'une fissure qui progresse de bas en haut. Parallèlement, en raison de la différence d'humidité, il se forme une fissure descendante. Ainsi, les fissures ne présentent pas de direction de propagation privilégiée, et même de fines fissures peuvent traverser rapidement la totalité de l'épaisseur de la couche.

c) Les fissures suite aux défauts de construction

Des erreurs lors de la construction ou de la conception de la chaussée peuvent entraîner la formation de fissures. Ces erreurs peuvent se manifester par une inhomogénéité de la portance longitudinale, une mauvaise réalisation des joints longitudinaux, un sous-dosage du liant, ainsi qu'un glissement entre les différentes couches sous l'effet des vibrations induites par des charges des compacteurs ou des engins roulants de charges importantes.

d) Les fissures provoquées par le vieillissement et les effets environnementaux

Les fissures qui se forment à la surface des chaussées sont généralement le résultat d'une combinaison de charges thermiques et de déformations subies par le poids des véhicules lourds. Dans le cas du revêtement en béton bitumineux, celles-ci sont aggravées par l'exposition aux rayons ultraviolets (UV) qui le fragilisent. En effet, le vieillissement des matériaux bitumineux est plus prononcé en surface, ce qui entraîne une augmentation de la rigidité, d'où, un manque de souplesse pour atténuer les contraintes.

e) Les fissures provoquées l'instabilité du sol support

La fissuration peut également être causée par des mouvements du sol ou une perte de portance localisée sous la structure de la chaussée, ce qui entraîne une propagation des fissures à travers les différentes couches de la structure. Les mouvements du sol peuvent résulter de divers phénomènes tels qu'une augmentation de la teneur en eau dans un sol mal drainé, un compactage insuffisant de la plate-forme, des glissements de terrain (surtout près des routes où le profil n'est pas naturel), un retrait dû à une perte importante d'eau suite à une saison sèche, ou encore le gel qui affecte le sol de support.

Ce classement permet de connaître toutes les causes de fissuration, mais dans la réalité c'est souvent la combinaison de plusieurs phénomènes qui est la cause de l'apparition des fissures sur une chaussée.

III.1.2 Formes de fissuration et chemin de remontée

La forme de la fissuration dépend de sa cause, aussi du type de la chaussée, les fissures peuvent prendre des formes, des aspects et des orientations variées [38].

a) Orientation

L'orientation des fissures est plus souvent longitudinales (suivent le sens de la circulation) ou transversales (perpendiculaire au sens de la roue). On trouve rarement des fissures diagonales ou paraboliques.

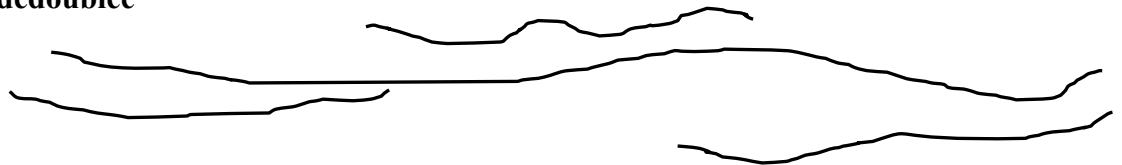
b) Forme

Généralement, les fissures ont une forme rectiligne. Cependant, il est également possible d'observer des fissures présentant des formes sinueuses. Il est important de noter que la forme des fissures peut donner des indications précieuses sur les mécanismes de fissuration et les causes sous-jacentes, ce qui peut être utile pour évaluer l'état de la chaussée et planifier les mesures de réparation adéquates.

c) Aspect

Les fissures qui se forment dans la chaussée peuvent prendre différents aspects. Certaines fissures peuvent être nettes et franches, apparaissant comme une ligne continue et distincte. Elles peuvent être relativement droites et uniformes dans leur trajectoire. D'autre part, les fissures peuvent également se diviser en deux ou se ramifier, formant des ramifications ou des branches supplémentaires. Le dédoublement ou la ramification des fissures peut entraîner une dégradation plus importante de la chaussée, car cela présente de nouvelles voies d'infiltration d'eau et de particules, ce qui peut accélérer les processus de dégradation. Par conséquent, il est important de surveiller attentivement l'évolution des fissures et de prendre les mesures de réparation nécessaires pour maintenir l'intégrité et la durabilité de la chaussée (Figure III.1).

Fissure dédoublée



Fissure Linéaire



Fissure ramifiée

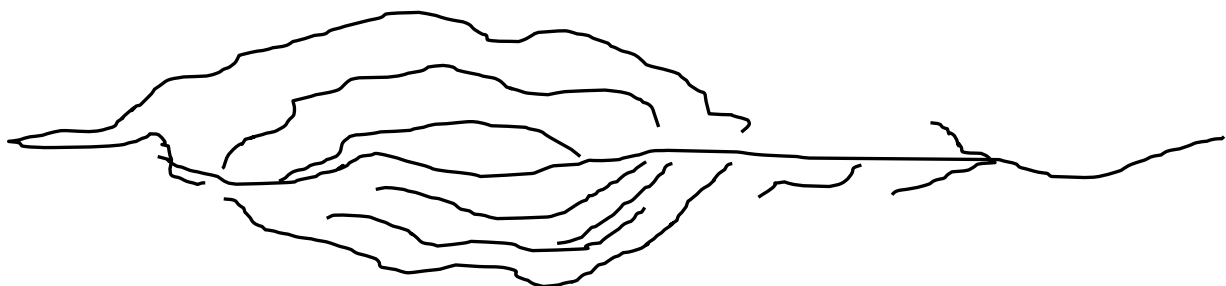


Figure III.1- Différents aspects de la fissuration [37].

d) Ouverture de la fissure

La largeur des fissures peut varier considérablement et il n'existe pas de règle précise à ce sujet. Les fissures peuvent être très fines, inférieures à un millimètre, fines avec une largeur de 1 à 2 millimètres, ou encore larges, avec une distance entre les deux lèvres de plusieurs millimètres voire dépassant le centimètre.

e) Chemin de fissuration

Les fissures qui se forment dans la chaussée peuvent se présenter de différentes manières en ce qui concerne leur disposition spatiale. Certaines fissures peuvent être isolées et ne pas être connectées entre elles, comme elles peuvent également former un maillage plus ou moins dense (figure III.2).

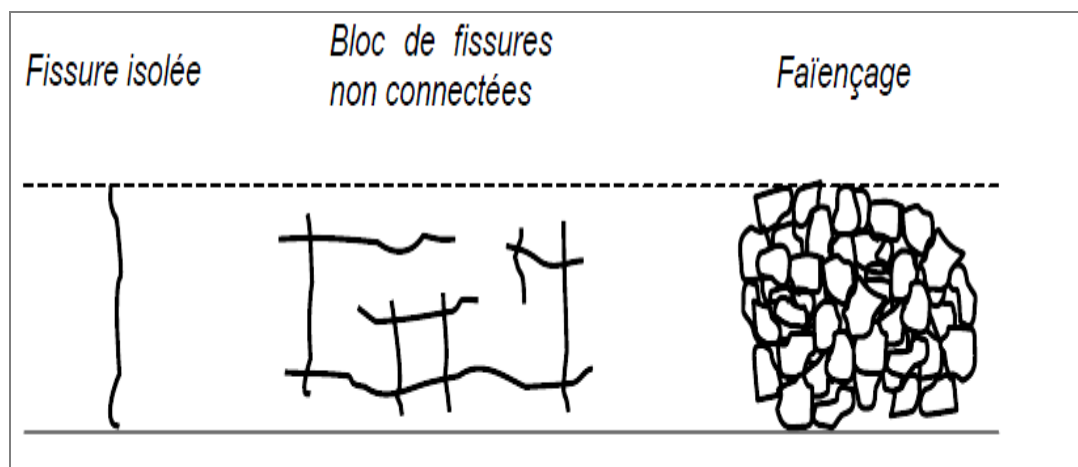


Figure III.2- Différents chemins de fissuration (vue de haut de la chaussée) [37].

III.2 Fissuration pour différentes structures

III.2.1 Fissures affectant toute structure

Sous l'effet des charges thermiques, des fissures de fatigue peuvent se former dans la couche de surface des routes. Initialement, ces fissures sont fines et se limitent aux voies de circulation principales. Cependant, elles peuvent progressivement se propager à toutes les voies en motif de faïençage. Parallèlement, une diminution de la capacité portante du sol peut entraîner des ruptures dans la couche du revêtement, prenant la forme de dalles ou de fissures simples longitudinales et transversales. De plus, les glissements de terrain peuvent également causer des fissures sur tous les types de structures routières. Les fissures longitudinales qui apparaissent lors de l'élargissement des chaussées sont également des fissures qui peuvent toucher les structures routières [38].

Sous l'effet des charges thermiques, des fissures de fatigue se forment initialement dans la couche de surface de la chaussée. Ces fissures sont généralement fines et se limitent initialement aux voies de circulation les plus utilisées. Par la suite, ces fissures

peuvent s'étendre et se propager à travers l'ensemble des voies, accorder un motif de fissuration en forme de faïençage.

Une diminution de la capacité portante du sol peut entraîner des ruptures de la couche de revêtement, prenant la forme de dalles ou de fissures simples longitudinales et transversales. Les glissements de terrain peuvent également causer des fissures sur différents types de structures routières, en raison des mouvements du sol.

De plus, les fissures longitudinales qui se forment lors de l'élargissement des chaussées sont également des fissures qui affectent divers types de structures routières.

Il est important de prendre en considération ces différents mécanismes de fissuration lors de la conception et de l'entretien des routes, afin d'anticiper les dommages et de garantir la durabilité des infrastructures routières. Une surveillance régulière et des interventions appropriées sont nécessaires pour réparer les fissures et préserver l'intégrité des chaussées, assurant ainsi la sécurité des usagers de la route.

III.2.2 Fissures spécifiques à chaque structure

III.2.2.1 STRUCTURES SOUPLES

Les chaussées souples présentent une tendance à se fissurer pour plusieurs raisons :

- La fatigue de la couche de base, où les fissures se propagent dans la couche de roulement sous l'effet du trafic.
- Les fissures se transforment en maillage large sous le passage de charges roulantes.
- Les variations de température entraînent des contraintes de traction dépassant la résistance du béton bitumineux, ce qui provoque l'apparition de fissures en surface. Ce phénomène est plus susceptible de se produire lorsque le bitume n'est pas souple ou sensible au vieillissement [39].

III.2.2.2 STRUCTURES RIGIDES

Les chaussées rigides sont construites de manière à inclure des joints dans la couche de base. Ces joints, à la fois longitudinaux et transversaux, sont ouverts en surface, mais grâce à la méthode de construction utilisée, ils sont liés en profondeur. Cependant, sous l'effet des charges roulantes et des variations de température, ces joints peuvent perdre leur capacité à transférer les charges entre les dalles. Si les joints ne sont pas réparés à temps, des fissures de retrait du béton peuvent se former, provoquant l'apparition de fissures rectilignes longitudinales et transversales. De plus, les coins peuvent s'effriter sous l'impact répété de charges lourdes. [39].

III.2.2.3 STRUCTURES SEMI-RIGIDES

Les chaussées semi-rigides sont caractérisées par l'absence de joints de dilatation, ce qui entraîne des fissures transversales dans la couche inférieure composée de liants hydrauliques, principalement en raison du phénomène de retrait. Ces fissures se forment initialement dans la couche traitée et se propagent ensuite vers la surface de la couche

bitumineuse. Les fissures de retrait sont généralement rectilignes et transversales, mais sous l'effet des charges des véhicules, elles se multiplient et se ramifient. Ce processus est principalement dû au mouvement des bords d'une fissure préexistante (causée par le retrait de la couche inférieure), qui est transmis à la couche supérieure par différentes sollicitations (trafic des poids lourds, variations thermiques, etc.), provoquant ainsi une concentration de contraintes et la remontée de la fissure jusqu'à la surface. Afin de faire face à ces problèmes de fissuration inévitable, diverses entreprises ont développé des techniques de pré-fissuration.

III.2.3 Paramètres de remontée de fissures dans la couche de roulement

Afin de détecter correctement le problème de remontée de fissures, il est essentiel de comprendre les diverses causes qui peuvent entraîner ces mouvements de lèvres de fissures et de comprendre leur nature.

A. Charges provoquant l'ouverture de la fissure

Les mouvements des lèvres de fissure sont généralement causés par trois types de charges :

- Les charges de trafic routier : Les poids lourds, en particulier, jouent un rôle déterminant en passant au-dessus ou à proximité des fissures, ce qui entraîne des mouvements horizontaux et verticaux de la fissure.
- Les charges thermiques : Les variations de température, qu'il s'agisse des écarts entre le jour et la nuit ou des changements saisonniers, exercent des contraintes sur les dalles entre les fissures existantes. Ces contraintes induisent des mouvements d'ouverture et de fermeture infinis des fissures en raison des phénomènes de dilatation et de contraction.
- Les variations de la teneur en eau du sol support : Les changements dans la teneur en eau du sol entraînent des modifications de la portance, ce qui se traduit par une ouverture ou une fermeture de la fissure.

B. Caractérisation des mouvements de la pointe de la fissure

Les caractéristiques et la forme des fissures existantes dépendent à la fois du type de structure de la chaussée et des charges ou contraintes auxquelles les lèvres de la fissure sont soumises.

Il existe une combinaison possible de trois types de mouvements des lèvres de fissure, tels que proposés par Irwin en 1957 [30]. Ces mouvements sont clairement identifiés et classés selon le schéma conventionnel d'Irwin :

Mode I : ouverture des lèvres :

Le mode I correspond à l'ouverture de la fissure (Fig. III.3). Les déformations d'origine thermique et le retrait au jeune âge de la couche d'assise provoque ce type de mode (schéma 1 de la Fig. III.3). De manière similaire, lorsque la charge de trafic est

située au niveau d'une fissure transversale, les lèvres de la fissure ont tendance à s'écarter (illustré dans le schéma 2 de la Figure III.3). De plus, si un véhicule roule en travers d'une fissure longitudinale, cela entraîne l'ouverture de la fissure et donc un mode I.

Mode II : cisaillement

Le mode II est caractérisé par le cisaillement des lèvres de la fissure (Figure III.3). Lorsque la charge roulante est décalée par rapport au centre d'une fissure transversale et se trouve près du bord de la discontinuité, le mouvement des lèvres de la fissure correspond au mode II (schéma 2 de la Figure III.3). De même, lorsque la charge roulante du véhicule passe le long d'une fissure longitudinale, cela entraîne le mouvement des lèvres de la fissure selon le mode II (schéma 3 de la Figure III.3).

Mode III : déchirement

Le mode III correspond à une déformation de déchirement des lèvres de la fissure (Figure III.3). Cette situation peut se produire lorsque la charge mobile atteint l'extrémité d'une fissure longitudinale.

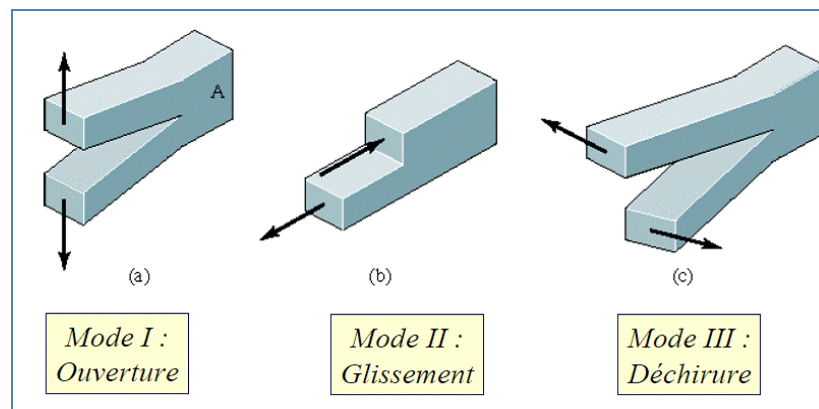


Figure III.3. Les trois modes de mouvement des lèvres de la fissure 1957 [42]

Les trois modes de mouvement mentionnés précédemment entraînent la fatigue de la chaussée et, au-delà d'un certain seuil, peuvent entraîner la rupture de la couche de surface. Le trafic routier peut engendrer les trois modes de mouvement des lèvres de la fissure, en fonction de la position de la charge mobile par rapport à la fissure. En revanche, les contraintes thermiques ou hydrauliques sur le béton se manifestent systématiquement par un mouvement de type mode I, c'est-à-dire une ouverture de la fissure.

La fréquence de sollicitation, qui mesure le nombre de fois où ces mouvements se répètent dans un intervalle de temps donné, dépend de la charge roulante appliquée. La fréquence de ces mouvements varie en fonction de la vitesse de la charge mobile, avec des charges de trafic rapides telles que les poids lourds qui se produisent en une fraction de seconde. De plus, il existe des charges thermiques plus lentes dues aux variations de température diurnes et nocturnes, ainsi que des charges saisonnières résultant des

variations thermiques entre l'été et l'hiver, ou des variations hydriques dans le sol support [42]. Quant aux amplitudes des mouvements des lèvres de la fissure, elles dépendent de plusieurs facteurs, tels que l'intensité de la charge roulante, la déformation possible de la structure, l'amplitude des variations de température, le coefficient de dilatation thermique et la qualité de l'adhérence entre les différentes couches

III.3 Description schématique de la remontée de fissures

III.3.1 Processus de remontée de fissures

Le développement des fissures dans la couche de surface, sous l'effet de différentes sollicitations, se déroule en trois étapes induites par divers mécanismes :

- Initiation de la fissure : elle est causée par la présence d'un défaut préexistant dans une couche saine ou par une discontinuité causée par la présence d'un joint de raccordement ou d'une fissure dans la couche inférieure. La durée de cette phase est tributaire de l'intensité et de la fréquence des sollicitations, des caractéristiques mécaniques de la couche supérieure (en particulier sa rigidité) et de la qualité de l'adhérence à l'interface.
- Propagation progressive de la fissure à travers la couche de surface : ce processus débute au point où il existe une concentration de contraintes thermiques ou mécaniques, et la fissure avance lentement à travers la couche de surface.
- Rupture totale : cette dernière phase correspond à l'apparition rapide de la fissure en surface de la chaussée, entraînant une rupture complète.

Les trois mouvements décrits ci-dessus prennent une importance relative en fonction de la nature de la fissure et du type de charges agissant sur la structure.

III.3.2 Chemin de fissuration

La propagation des fissures des couches inférieures se fait soit verticalement, notamment dans le cas d'un bon collage entre les couches, et ce, sans affecter le collage entre les différentes couches (Figure III.4). Mais il est probable qu'une propagation de la fissure se fait horizontalement le long de l'interface, avant de repartir verticalement. [43].

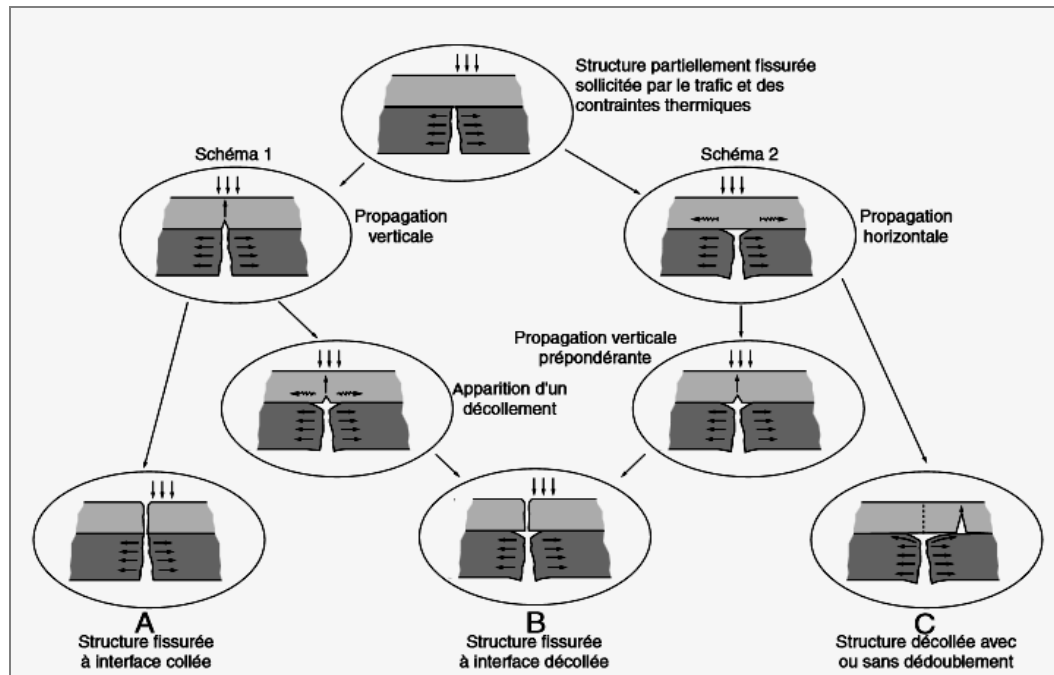


Figure III-4 : Principe Le développement de la remontée de fissure. [43].

III.4 Méthodologie d'évaluation de l'état d'une structure

Pour une étude d'évaluation précise et fiable de l'état d'une structure, l'aspect visuel de sa surface n'est pas suffisant. Les phases d'étude qui vont suivre permettant de connaître avec précision suffisante le potentiel de notre chaussée à se fissurer et la durée de vie résiduelle. Les phases suivantes sont nécessaires pour identifier et évaluer l'état de la structure.

III.4.1 Phases d'évaluation de l'état

III.4.1.1 PHASE D'IDENTIFICATION

Cette phase comporte quatre étapes, qui sont énumérées comme suit :

- Etape de détermination du type de la structure et de ses différentes couches, ainsi que l'intensité de chargement qu'elle subit et les conditions environnementales ;
- Etape d'identification de la nature des fissures (géométrie, ouverture, ...) ;
- Etape consiste à évaluer l'état de la couche de base par un carottage qui traverse toutes les couches bitumineuses afin de connaître l'impact et la profondeur des fissures.
- Etape de détermination de es causes principales du problème et l'origine des causes possibles.

III.4.1.2 PHASE DE L'ANALYSE QUANTITATIVE

Si les dégradations sont attribuables aux charges thermiques et/ou au trafic, les mesures suivantes sont recommandées :

- Mesure de la déflexion pour évaluer l'élasticité des couches et estimer les dommages subis.
- Mesure du battement au niveau des joints et quelques fissures pour évaluer la capacité de transfert de charge du joint et détecter d'éventuels vides causés par le départ des matériaux par effritement.
- Observation du comportement des fissures, notamment leur comportement en dalle.
- Mesure de la profondeur de la fissure, de l'espacement entre les joints et de l'ouverture en fonction de la température.

Ces mesures doivent être exécutées dans des conditions climatiques défavorables, par exemple pendant la période hivernale avec une teneur en eau élevée du sol support. Dans le but de trouver la solution la plus adaptée pour prévenir la remontée des fissures, il est essentiel de comprendre les causes de leur propagation et de leur remontée en fonction du type de fissuration. Il convient également de prendre en compte l'effet des conditions environnementales dans les zones soumises au trafic, car cela peut influencer le comportement des fissures

Effectuer une campagne de carottage en complément de l'évaluation est une démarche intéressante, car elle peut fournir des informations précieuses sur la profondeur des fissures et leur potentiel de remontée en surface. Les fissures peuvent avoir différentes causes et modes de propagation, mais une observation minutieuse du cheminement de la fissuration permet d'établir un diagnostic précis des causes et de la nature des fissures. Cela permet d'obtenir une meilleure compréhension de la situation.

III.5 Systèmes de retardateurs de remontée de fissures

Selon l'intensité et la fréquence des charges dues à la circulation, ainsi que la nature et la mise en œuvre, les chaussées peuvent présenter différents types de fissuration et de ruptures. L'objectif principal est de prévenir ou au moins retarder la remontée des fissures de fatigue. Cette fissuration peut affecter pratiquement tous les types de chaussées. En effet, lorsque la chaussée dépasse sa capacité de charge admissible en raison d'un cumul de trafic, l'apparition de fissures de fatigue sous forme de faïençage dans la couche de surface peut entraîner la détérioration de la structure. Pour éviter la détérioration de la chaussée, des travaux de renforcement ou d'entretien sont nécessaires, impliquant l'introduction d'interfaces retardatrices de fissuration. Pour que ces travaux soient efficaces, il est essentiel de connaître les caractéristiques de fissuration de fatigue propres à chaque type de chaussée, afin d'adapter un système approprié de prévention de la remontée des fissures (Figure III.5).



Figure III.5- Fissuration par fatigue d'une chaussée bitumineuse (RN1, Pk 627)

Un système de prévention des fissures est généralement constitué d'une couche d'accrochage, d'une couche d'interface et de nivellement, ainsi que d'une couche bitumineuse supérieure. Dans la pratique, ce système est adapté en fonction des causes spécifiques de dégradation. La couche de nivellement, qui vise à créer une surface uniforme pour la couche d'interface, est généralement constituée d'un micro béton bitumineux d'une épaisseur réduite de 6 à 7 mm.

Une adhérence parfaite entre ces deux couches est une condition importante pour la réussite et l'efficacité du système. Cette adhérence va permettre d'absorber la concentration des contraintes induites par la circulation routière sur la structure. Dans le cas d'un décollement entre les couches, le système retardateur de fissures peut perdre son efficacité. D'après les recherches antérieures [44, 45], on peut classer les interfaces anti-remonté de fissures en trois catégories, et ce, d'après leur fonction :

III.5.1 Les interfaces souples

Ce genre d'interfaces offre une bonne résistance aux importantes déformations à proximité des fissures. Ils sont utilisés dans les types de sols ou de couches suivants :

- a) Sable enrobé : Il s'agit d'un mélange de sable ayant une granulométrie de 0/2 mm à 0/6 mm, mélangé avec du bitume modifié ou non modifié. En général, la teneur en fines est comprise entre 10 et 15%, et la composition est riche en bitume, avec un dosage de 8 à 12%. Ce mélange est appliqué avec une épaisseur inférieure ou égale à 20 mm, sur une couche d'accrochage en émulsion de bitume ayant un dosage compris entre 300 et 500 g/m².
- b) SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayers), qui est une couche épaisse d'environ 2,5 kg/m² de liant bitumineux, de préférence enrichi en polymères, et généralement recouverte de gravillons. Elle est directement appliquée sur l'ancienne surface sans nécessiter de couche d'accrochage. Ce type de système présente également d'excellentes propriétés d'étanchéité.

III.5.2 Les interfaces rigides

Les interfaces rigides sont utilisées pour traiter les chaussées fissurées et bloquer ou retarder la remontée des fissures dans la nouvelle couche de roulement. Parmi ces interfaces rigides, on trouve les géogrilles, telles que les grilles en fibre de verre, en fibre de polypropylène ou en fibre de polyester. Elles sont installées sur une couche d'accrochage composée d'une émulsion de bitume résiduel. Les grilles d'armatures métalliques, comme les treillis soudés ou le système de "nids d'abeilles", sont également considérées comme des interfaces rigides. Elles sont fixées au support par clouage ou avec une fine couche de bitume, et leur efficacité a été démontrée [47]. Parmi les autres exemples d'interfaces rigides, citons :

- a) Les géogrilles sont des grilles fabriquées à partir de fibres de polypropylène, de polyester ou de verre. Elles sont fixées à l'ancien support fissuré à l'aide d'une couche d'émulsion. Dans certains cas, ces géogrilles peuvent être combinées avec une membrane non tissée pour combiner les propriétés de renforcement avec les avantages de l'étanchéité de la couche. Parmi les exemples d'interfaces rigides, on trouve :
 - La grille Tensar : Il s'agit d'une grille en polypropylène qui est thermiquement liée à un géotextile non tissé (Figure III.6).
 - La grille Rotaflex : Il s'agit d'une grille non tissée renforcée par une grille en fibres de verre qui est fermée (Figure III.7).



Figure III.6- Mise en place de la grille Tensar



Figure III.7- Géogrille en fibres de verre et membrane non tissée

- b) Grille d'armature métallique : est constituée d'une structure en acier et est utilisée dans la construction routière. Elle est fixée au support de la chaussée soit par clouage, soit en l'incorporant dans une couche mince à base de bitume. Son rôle principal est de renforcer la structure de la chaussée en lui fournissant une résistance supplémentaire.

La grille d'armature métallique est introduite pour jouer le rôle d'une interface rigide séparant et renforçant les différentes couches de la route. Dans cette catégorie, on trouve le treillis soudé et les MeshTrack qui se sont révélés efficaces lors des essais en laboratoire. Les éprouvettes renforcées ont montré une augmentation moyenne de leur durée de vie de 35 %. Des chantiers expérimentaux ont également été réalisés (Fig. III.8), confirmant les performances du système.



Figure III.8- Mise en place de treillis soudés

Cependant, le produit le plus couramment utilisé dans cette catégorie d'interfaces est la grille Mesh Track (Figure III.9). Il s'agit d'une grille composée de fils d'acier galvanisés, torsadés et renforcés transversalement à intervalles réguliers par des plats torsadés en acier pour sa bonne fixation. Pour sa mise en œuvre, les étapes suivantes sont à respecter [47]:

- Préparation de la surface : traitement des joints, éventuelle pré-fissuration et application d'une couche d'accrochage à base d'émulsion.
- Installation de la grille : les rouleaux sont déroulés à l'envers et l'utilisation d'un rouleau à pneus peut être nécessaire pour aplanir la grille. Elle est ensuite fixée en place à l'aide de clous. La mise en tension de la grille peut être réalisée pour éviter la formation de gondolements et réduire le nombre d'agrafes nécessaires.
- Mise en place de l'enrobé coulé à froid (ECF) : cette interface supplémentaire est optionnelle mais présente de nombreux avantages tels que la réduction du nombre de fixations, l'étanchéité des couches inférieures, l'amélioration de la liaison avec la chaussée existante, une mise en place plus facile de la couche de roulement et la capacité à absorber de grandes déformations.
- Mise en place de la couche bitumineuse supérieure

Ces grilles sont relativement récentes dans le domaine des infrastructures routières, ayant été introduites il y a environ 30 ans en tant que renforcement de chaussées. Elles sont d'une efficacité moyenne pour stopper ou retarder la remontée des fissures. Cependant, elles présentent un inconvénient majeur lié à leur mise en place, qui peut être difficile et nécessite de prendre des précautions pour éviter les plis ou les gondolements qui pourraient réduire considérablement leur efficacité. En outre, la mise en œuvre de ces grilles peut être complexe, notamment lorsqu'il s'agit de réaliser des découpes dans les virages. Certains maîtres d'ouvrage restent sceptiques quant à leur recyclage futur et déplorent leur coût élevé



Figure III.9- MeshTrack : grille en acier tréfilé

III.5.3 Les interfaces étanches

Les interfaces utilisées dans ce contexte sont destinées à garantir l'étanchéité des structures de chaussées en empêchant l'infiltration de l'eau. Parmi ces interfaces, les membranes non tissées sont les plus couramment utilisées. Ce sont des membranes géotextiles en polypropylène ou en polyester, d'une épaisseur de quelques millimètres, qui sont placées sur une couche d'accrochage généralement épaisse de liant. Idéalement, cette couche d'accrochage est enrichie en polymères afin de saturer la membrane et assurer ainsi une bonne adhérence entre la membrane, le support et la nouvelle couche de revêtement. Ce complexe joue un double rôle : il retarde la fissuration et assure également une barrière étanche.

III.6 Retour d'expérience sur l'utilisation des géogrilles

Les géogrilles font partie des géosynthétiques largement utilisées, notamment comme couche d'anti-remontée de fissures. Leur utilisation en Algérie a été couronnée de succès dans de nombreux projets de renforcement des plateformes aéroportuaires et des routes. Dans les paragraphes suivants, nous présentons quelques exemples de chantiers en Algérie et dans le monde où les géogrilles ont été utilisées comme renforcement.

III.6.1 Cas pratiques de renforcement des infrastructures existantes

III.6.1.1 RENFORCEMENT DE L'AERODROME DE DJANET EN ALGERIE

Parmi les premiers exemples d'utilisation des géogrilles en Algérie, on peut citer le cas de l'aérodrome de Djanet, situé dans le sud du pays. Suite à une expertise approfondie, il a été constaté que les deux pistes présentaient un phénomène de fissuration généralisée. Ces fissures étaient principalement causées par des défauts de mise en œuvre des joints de raccordement du revêtement en BBSG, ainsi que par le phénomène de retrait thermique et la remontée d'anciennes fissures en surface.

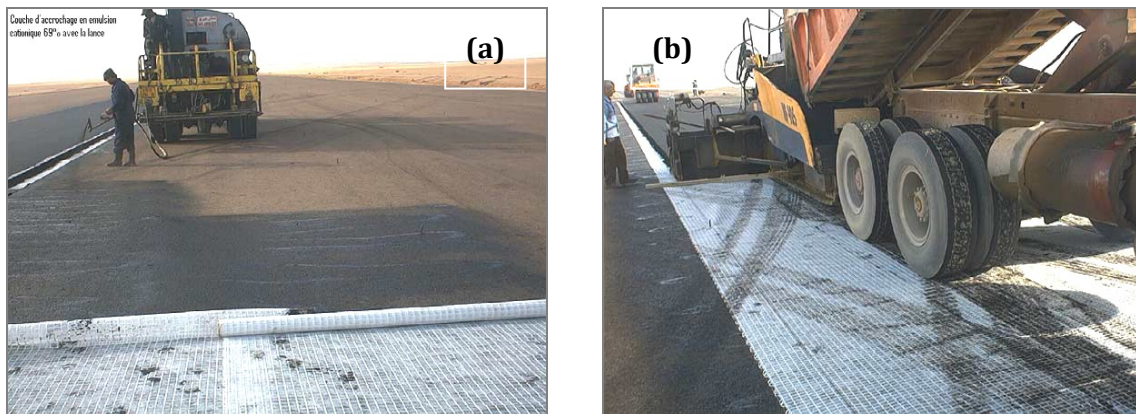
Les approches conventionnelles, telles que le colmatage des fissures et le rechargement en enrobé bitumineux, semblent inefficaces face à la réapparition précoce des fissures dans les chaussées, dont les causes identifiées ne sont pas liées à la fatigue de la structure [48]. Comme la plupart des chaussées aéroportuaires situées dans le sud de l'Algérie, qui est connu pour ses conditions climatiques extrêmes (fortes chaleurs en été, grands froids en hiver), cet aérodrome est confronté à un problème de fissuration généralisée. Ce phénomène est associé aux contraintes de retrait thermique, aux sollicitations dynamiques et à la remontée des anciennes fissures, entraînant l'éclatement de l'enrobé sous forme de dalles.

Suite à une analyse détaillée, LTPSud a proposé une solution consistant à intégrer une nappe de géogrille entre la couche dégradée existante et la nouvelle couche de renforcement (Voir figures III.10). Cette approche vise à retarder la remontée des fissures et à renforcer la structure bitumineuse.

Grâce à cette expérience pionnière, les professionnels du secteur des travaux publics ont pu comprendre l'importance d'intégrer des produits géosynthétiques dans le

renforcement des structures bitumineuses, ainsi que l'influence significative des conditions de mise en œuvre sur les résultats obtenus. En effet, la qualité et la quantité de la couche d'accrochage jouent un rôle essentiel dans l'adhérence à l'interface de la géogridde, et des couches d'enrobé mal collées peuvent avoir un impact négatif sur le comportement mécanique global du revêtement bitumineux.

Après plus de 13 ans depuis le renforcement de l'aérodrome de Djanet, aucune remontée de fissure n'a été observée, ce qui témoigne de la réussite de cette expérience.



Figures III.10- Mise en œuvre de la couche de géogridde à l'Aérodrome de Djanet

III.6.1.2 RENFORCEMENT DE LA PLATEFORME D'UN PORT EN FRANCE

La structure de la plateforme du port de Lorient, en France, est constituée des éléments suivants : une couche d'enrobé à module élevé de type EME Classe 2 d'une épaisseur de 12 cm, composée d'un mélange bitumineux 5/15, renforcée par une géogridde en fibre de verre d'une résistance de 100 KN/m, ainsi qu'une couche supplémentaire de 12 cm d'EME Classe 1.



Figure III.11 : Projet d'insertion de géogridde au Port Lorient- Décembre 2001[49].

Le renforcement de la plateforme du port de Lorient par l'utilisation d'une géogridde a été entrepris en réponse aux dommages causés par les contraintes résultant des sollicitations causées par la sortie des bateaux de l'eau et de leur transport jusqu'au hangar. Ces bateaux, d'un poids de 1000 tonnes, sont transportés sur un char équipé de 8 essieux (voir Figure III.11).

III.6.1.3 RENFORCEMENT DE L'AÉROPORT DE TOULOUSE BLAGNAC

Afin de préparer l'entrée en service de certaines versions de l'aéronef A350, des travaux de renforcement ont été nécessaires sur une voie d'accès aux pistes d'envol afin de pouvoir supporter des charges allant de 120 à 200 tonnes par atterrisseur, soit 30 tonnes par roue, ce qui est nettement supérieur aux 6,5 tonnes d'une roue de camion sur une autoroute. Par conséquent, une zone de 4000 m² de la voie W à l'Aéroport Toulouse Blagnac a été renforcée en utilisant une géogridde. Cette décision a été prise suite à la constatation de problèmes de fissuration et de déflexions atteignant 70/100 mm sous les charges aéronautiques. La géogridde utilisée était la ROTAFLEX 838, et les travaux ont nécessité le fraisage de 13cm (8 cm de BBA et 5 cm d'EME) de la couche existante, qui a été remplacée par une couche d'EME de 2 cm. La géogridde a été fixée à l'ancien support à l'aide d'une couche d'accrochage composée de 800 g/m² d'émulsion de bitume résiduel.



Figure III.12 : Placement de géogridde à l'Aéroport Toulouse Blagnac.

La nouvelle structure de la chaussée comprend les couches suivantes : graves non traitées d'une épaisseur de 60 à 140 mm, GB (grave bitume) de 130 mm, géogridde, enrobé à module élevé de 70 mm, et une couche de BBME de 60 mm (voir Figure III.12).

III.6.2 Exemple de conception pour renforcement par géogridde

La conception de la plateforme du grand port maritime du Havre en 2009, utilisée pour le déchargement de conteneurs, a inclus le renforcement de la chaussée par

l'utilisation de géogridde. Cette plateforme est constituée d'une chaussée semi-rigide renforcée par une géogridde, avec la structure suivante :

- Une couche de roulement de 50 mm en béton bitumineux semi-grenu (BBSG),
- Une couche de base de 350 mm en grave cendre volante hydraulique (GCV),
- Une couche de forme traitée de 400 mm en SC (sable ciment) de catégorie III (SC3).

La géogridde en fibre de verre de type CIDEX 50 SB a été intégrée à la base de la couche de roulement de la plateforme. Pour faciliter la mise en place de la géogridde, une couche de gravillonnage de 2 cm a été ajoutée sur la grave cendre volante. Après un suivi de 4 ans du comportement de la plateforme, aucune remontée de fissures ni fissures visibles en surface n'ont été observées. On peut conclure que l'utilisation de la géogridde a retardé la remontée des fissures, en particulier celles d'origine thermique. Cette constatation est basée sur la comparaison avec une plateforme voisine présentant la même structure mais n'ayant pas été renforcée, où des fissures sont apparues et sont visibles après quatre ans de mise en service. En ce qui concerne le comportement de la plateforme renforcée vis-à-vis de la fatigue, il faudra attendre une durée de vie de 20 ans pour tirer des conclusions.



Figure III.13- Réalisation d'une plateforme portuaire (Port du Havre) .

III.7 Travaux de recherche de l'application des géogriddes

Les géosynthétiques en général et les géogriddes en particulier sont des produits assez récents dans le domaine des infrastructures linéaires. Actuellement, la littérature ne présente pas de recherches exhaustives sur le comportement et les propriétés des géogriddes. Cependant, plusieurs études partielles ont été réalisées sur le rôle des géogriddes dans les structures bitumineuses, tant sur le terrain qu'en laboratoire, et ont confirmé leur rôle de renforcement.

III.7.1 Essais sur chaussées en vraie grandeur

Dans le cadre du projet européen FORM (Fully Optimised Road Maintenance)", les chercheurs Kerzreho et Hornyh ont testé trois techniques d'entretien de chaussées fissurées sur des chaussées expérimentales grandeur nature, soumises à un trafic accéléré à l'aide de simulateurs de trafic lourd sur le manège de fatigue de l'IFSTTAR. Les techniques testées sont les suivantes :

- I. La première technique consiste à appliquer une couche de 4 cm de BBM.
- II. La deuxième technique utilise un BBTM classique de 2,5 cm.
- III. La troisième technique utilise une couche de BBTM de 2,5 cm renforcée avec une géogridde Cidex 35/70 et une couche d'accrochage de 500 g/m² de bitume résiduel.

L'ancienne chaussée avait une surface complètement fissurée, mais gardait une capacité structurelle avec une déflexion moyenne de 55/100 mm sous un essieu de 13 tonnes. L'essai a débuté avec 1×10^6 cycles de chargement effectués par un essieu jumelé de 65 kN de charge (13 tonnes par essieu). Les trois variantes ont montré des fissures fines et transversales sur toute leur longueur. Cependant, après 3.3×10^6 cycles de chargement, les fissures existantes dans les couches de 4 cm de BBM et de 2,5 cm de BBTM sont devenues plus larges et plus marquées, se généralisant sur toute leur longueur. En revanche, sur la couche de BBTM renforcée par une géogridde, des fissures transversales bien définies n'étaient observées que sur 10% de la surface de la planche d'essai (Figure III.14).



Fig. III.14- Manège de fatigue de l'IFSTTAR

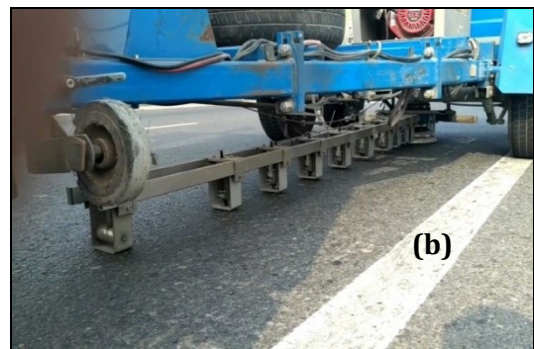
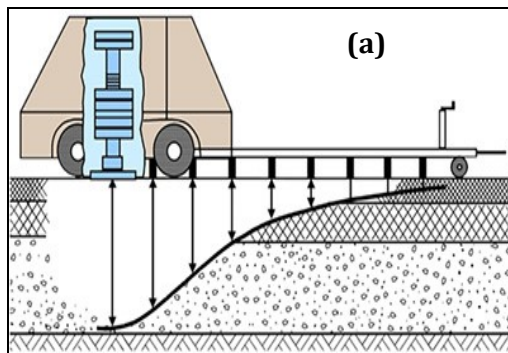
III.7.2 Essais de mesures non destructives

Les essais non destructifs sur les sections des chaussées souples et rigides sont multiples. Il s'agit par le biais de ces essais d'examiner l'état et les anomalies de la chaussée et son évolution temporelle concernant, l'uni, la portance et l'adhérence [51, 52]. Parmi ces techniques, on cite, les essais par masse tombante HWD (ou FWD), les

techniques par vibration forcée ou ambiante [53], ou autres. Plusieurs chercheurs ont utilisé ces essais pour soit diagnostiquer l'état de la chaussée, soit pour détecter les anomalies et détériorations existantes, soit pour suivre son comportement à court, moyen et long termes. Nguyen et al. [54], ont constaté que les paramètres de déflexion (DBP) soient largement utilisés pour évaluer les performances structurelles des chaussées sur la base des données de déflexion fournies par le déflectomètre à poids tombant (FWD). Il s'agit d'un processus de mesure dynamique non destructif, souvent utilisé sur les pistes aéronautiques et généralement sur les chaussées en asphalte et en béton. Plati et a. en 2020 [55], ont essayé d'intégrer les essais non destructifs, pour détecter l'épaisseur optimale pour une chaussée souple. Abdessemed et al., ont testé par la masse tombante HWD, les modules de Young et les contraintes, avant et après renforcement, d'une piste d'envol se trouvant à Djanet [56].

En effet, une structure de référence de 10 cm de BB (Béton Bitumineux) sur une ancienne chaussée fissurée et sept autres structures renforcées avec géogrilles qui ont aussi 10 cm de BB en deux couches (2 cm de BB et une géogridle puis 8 cm de BB), les mesures du FWD ont données ce qui suit (Figures III.15 a et b):

1. L'utilisation des géogrilles augmente la durée de vie de la structure en termes de résistance à la fatigue, mais la rigidité de la structure non fissurée n'augmente pas.
2. Cette expérience a souligné l'importance de la bonne exécution d'une couche d'accrochage, aussi une surface plane est nécessaire pour garantir une mise en œuvre adéquate des géogrilles.
3. Il a été observé un retard dans la propagation des fissures dans les chaussées renforcées avec des géogrilles, et des améliorations ont été constatées en termes de performances mécaniques pour les revêtements bitumineux renforcés.



Figures III.15 - Principe du FWD et position des géophones

III.7.3 Essais de fatigue en Laboratoire

Afin de connaître l'apport des géogrilles, des essais de fatigue ont été effectués en laboratoire par plusieurs chercheurs à travers le monde, avec des sollicitations de chargement et de températures différentes. Des essais de fatigue 3PB réalisés par Pasquini et al. en 2012 [57] ont examiné des dalles en béton bitumineux de dimensions 305 x 90 x 75 mm³, à la fois non renforcées et renforcées avec une géogrid en fibre de verre. Les essais ont été exécutés à une température de 20°C, en utilisant une vitesse de déplacement de 50 mm/min et en appliquant une déformation contrôlée. Dans les poutres renforcées, la géogrid en fibre de verre a été placée à 30 mm de la base de la poutre.

Les résultats de ces essais ont révélé que la géogrid avait un effet significatif en retardant la propagation des fissures, mais ne retardait pas l'apparition des fissures. Cela signifie que la géogrid a joué un rôle important en limitant la propagation des fissures une fois qu'elles ont été initiées, mais n'a pas empêché leur formation initiale.

Les éprouvettes renforcées par géogrilles ont une énergie de rupture trois fois supérieure à celle des éprouvettes dépourvues de géogrilles. Cette mesure de l'énergie de rupture « fracture energy » est un indicateur de la capacité d'un corps de chaussée à contrecarrer la propagation des fissures.

En conclusion, par rapport aux essais décrits précédemment, les essais de fatigue présentés dans cette thèse, qui seront détaillés dans les chapitres suivants, sont de nature différente. Il s'agit d'essais de fatigue en flexion réalisés sur des dalles multicouches (380*150*100 mm³), avec un renforcement représenté par quatre géogrilles différentes posées à l'interface entre les deux couches. Ces essais ont été réalisés à des températures reproduisant le gradient thermique dans le sud de l'Algérie.

III.8 Conclusion

Il existe une grande diversité de types de fissures causées à la surface des chaussées, ce qui s'explique en partie par les différentes causes de fissuration et la variété des structures de chaussées. Notre étude se concentre principalement sur les chaussées souples, car c'est le type de structure le plus couramment utilisé en Algérie. De plus, nous nous limitons à l'étude de la propagation des fissures, car c'est le mode de fissuration le plus préjudiciable et le plus fréquent dans ce type de structure, notamment les remontées de fissures de la couche inférieure vers la surface de la couche de roulement.

Pour ralentir la propagation des fissures, différentes méthodes sont disponibles.

Toutefois, avant de mettre en œuvre ces mesures, il est important d'évaluer le risque de propagation des fissures vers les couches supérieures. La remontée des fissures à partir des couches inférieures vers la couche de roulement est un mode de dégradation qui réduit la durée de vie de la route, en plus de causer un inconfort aux usagers de la route.

Par conséquent, il est essentiel de comprendre le processus de fissuration des chaussées afin de proposer des solutions visant à prévenir ou retarder la propagation des fissures à travers la couche de surface. Selon la littérature, il existe plusieurs axes d'action pour limiter cette propagation :

- L'utilisation de la pré-fissuration de la couche de base, ce qui permet de contrôler l'espacement des fissures et de réduire leur impact.
- L'action sur la couche de surface, modifie le matériau utilisé et les conditions de mise en œuvre.
- L'intervention au niveau de l'interface, en modifiant le comportement entre la couche de surface et la couche sous-jacente. C'est cette dernière solution qui sera développée dans notre étude.

En se concentrant sur cette dernière approche, nous explorons des méthodes visant à améliorer l'interaction entre la couche de surface et l'interface, afin de réduire la remontée des fissures à travers le revêtement

***PARTIE B : COMPAGNE
EXPERIMENTALE***

CHAPITRE -IV-
MATERIAUX UTILISES, ESSAIS REALISES
ET PROCEDURES D'ESSAI.

IV.1 Introduction

Dans le but de suivre le comportement des chaussées souples réalisées en béton d'asphalte, statiquement et sous l'effet de fatigue, à différentes températures, nous proposons une simulation expérimentale en laboratoire réalisée sur des échantillons de béton bitumineux (dalles) renforcés par quatre types différents de géogrilles. Chaque type de géogrille a été testé par une force de traction afin d'identifier ses caractéristiques mécaniques en tension.

Un nombre total de vingt (20) dalles en béton armé, avec ou sans armature, ont été testées sous charge cyclique (appelée essai de fatigue). Pour ce faire, on a utilisé ces dalles bicouches renforcées par des géogrilles et des dalles de contrôle. L'effet de la température a été considéré en prenant deux cas : une température de 20°C (correspondant à celle de la partie nord de l'Algérie) et 50°C (qui correspond à la température du climat aride du sud de l'Algérie). L'objectif de cette étude consiste à évaluer les bénéfices potentiels de l'incorporation d'une géogrille de renforcement dans une chaussée souple. Ces avantages incluent la possibilité d'atténuer ou de retarder la propagation des fissures dans les couches supérieures de l'infrastructure routière renforcée.

IV.2 Programme Expérimental

Notre programme expérimental est scindé en trois parties. La première partie consiste à un travail à court terme, où on s'intéresse à l'identification et la caractérisation de tous les matériaux qui seront utilisés dans cette partie expérimentale à savoir (sable, graviers, eau, asphalte/émulsion et les géogrilles). Dans la deuxième partie, on présentera les essais à faire et les instruments et matériels de mesure. Quant à la dernière partie, la procédure des différents essais sera présentée avec un détail concernant tous les paramètres pris en compte.

IV.2.1 Matériaux utilisés

Pour la préparation des éprouvettes, un béton bitumineux de la composition étudiée, quatre (04) types différents de géogrilles et une émulsion de bitume ont été utilisés. Tous ces matériaux ont été choisis en fonction des conditions des essais, du matériel et de l'instrumentation disponibles conformément aux normes en vigueur [58, 59].

IV.2.1.1 GRANULATS

En général, les granulats utilisés dans la fabrication du béton bitumineux sont principalement d'origine naturelle, provenant souvent de roches calcaires, siliceuses ou éruptives. Cependant, il existe également des granulats artificiels qui sont des sous-produits industriels, tels que les granulats de laitier du haut fourneau, qui ont une composition chimique très stable et peuvent être concassés ou non.

Les essais de laboratoire concernant les granulats peuvent être regroupés en deux catégories :

- les essais de laboratoire visant à déterminer les caractéristiques géométriques des granulats comprennent des analyses granulométriques par tamisage, l'évaluation de la forme des granulats par le coefficient d'aplatissement, la qualification des fines par l'essai de bleu au méthylène, ainsi que la mesure de la granularité des fillers. Ces essais

fournissent des informations précieuses pour évaluer la qualité et les performances des granulés qui doivent entrer dans la constitution du Béton Bitumineux.

- Les essais de laboratoire visant à déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats comprennent des essais de résistance à l'usure « Micro-Deval », des mesures de masse volumique réelle et de coefficient d'absorption d'eau, ainsi que des évaluations de la fragmentabilité et de la dégradabilité des granulats. Ces essais fournissent des informations importantes pour évaluer la qualité, la résistance et la durabilité des granulés.

IV.2.1.2 LIANTS HYDROCARBONES

Le bitume, un liant d'origine organique, est un matériau noir obtenu par la distillation du pétrole brut. Il est principalement récupéré comme résidu de la colonne de distillation atmosphérique ou sous vide, à des températures allant de 350°C à 400°C, et généralement soumis à une pression de 5 à 30 mg de mercure. Le bitume peut également être trouvé naturellement sous différentes formes, telles que la Gilsonite, une forme très dure, des émulsions comme le lac de Trinidad, ou encore des roches calcaires poreuses imprégnées de 8 à 10% de bitume, connues sous le nom d'asphalte.

Dans le domaine de la construction routière, le bitume est largement utilisé comme liant pour agglomérer les granulats dans la fabrication des enrobés bitumineux. Il se présente sous forme d'une substance visqueuse composée d'un mélange d'asphaltènes et de maltènes, qui comprend des résines et des huiles.

Les asphaltènes sont des agrégats d'hydrocarbures qui se présentent sous forme solide, dure et friable, et qui donnent au bitume sa couleur noire distincte. Les maltènes, quant à elles, sont composées d'huiles paraffiniques, aromatiques et de résines (qui se lient aux asphaltènes). Elles se trouvent dans une phase dispersée. La structure du bitume, qu'il soit sous forme de gel ou de sol, dépend de son processus de fabrication :

- La méthode la plus courante pour obtenir différents grades de bitume est la distillation directe, où une base dure et une base molle sont mélangées.
- Le soufflage, qui consiste à insuffler de l'air dans le résidu de distillation chauffé à 250°C, est une technique d'oxydation qui rend le bitume plus dur. Cela le rend moins susceptible de se déformer et moins adhésif.
- Le semi-soufflage implique l'injection d'air à des températures et pressions réduites, ce qui donne un bitume moins sensible aux variations de température.
- Le désalphaltage au solvant, généralement réalisé avec du butane ou du propane, est une méthode moins utilisée pour traiter le bitume.

Le bitume joue un rôle essentiel dans un mélange bitumineux en agissant comme un liant pour fixer les granulats et créer une liaison solide entre eux. Pour assurer une liaison efficace, il est primordiale d'éviter toute rupture tant entre le film de bitume et les granulats qu'au sein même du bitume, ce qui est lié au phénomène de cohésion. De plus, il est essentiel que cette liaison soit maintenue dans une plage de températures de service allant de -20°C à 60°C, et qu'elle résiste à différents types de sollicitations, qu'elles soient lentes ou rapides. Cette capacité du bitume à maintenir la liaison dans des conditions variées est appelée sa "consistance".

Le bitume ne possède pas de point de fusion défini, sa consistance varie en fonction de la température et de la durée de la charge appliquée, ce qui lui confère un comportement viscoélastique. À température ambiante, le bitume a une consistance semi-solide, tandis qu'à 60°C, il devient plus mou et fluide. Cependant, à des températures basses, il peut se durcir, devenir fragile et même cassant.

Le bitume est caractérisé par deux analyses, à savoir la pénétrabilité, qui permet de déterminer sa consistance, et le point de ramollissement. La quantité de liant utilisé est déterminée par le module de richesse, d'un coefficient correcteur basé sur la masse volumique des granulats, et aussi de la surface spécifique conventionnelle. Le bitume utilisé dans le béton bitumineux utilisé dans nos expériences est un bitume routier pur de classe 35/50, conformément à la classification européenne des bitumes établie par la norme EN 12591 de décembre 2009, qui définit les spécifications des bitumes routiers [60].

IV.2.1.3 FORMULATION DES ENROBES BITUMINEUX

Le béton bitumineux utilisé pour la fabrication des éprouvettes a été réalisé conformément à la norme UNE-EN 13108-1 [61]. Afin de déterminer le dosage adéquat, une étude de la formulation a été réalisée, avec des dosages de 5,7 %, 6 %, 6,3 % et 6,6 % de liant bitumineux. Le choix de ces dosages a été adopté après plusieurs essais. Les matériaux utilisés sont : le sable concassé (0/3), le gravier (3/8), le gravier moyen (8/15) et le liant 35/50 (utilisé pour le bitume routier) [62]. Le tableau IV.1 montre la composition étudiée du mélange. Les éprouvettes cylindriques (101,6 × 63,5) mm, réalisées à cet effet (pour chaque dosage), ont donné de meilleures valeurs pour la mesure de stabilité avec le test "Marshall" [63], pour le dosage de 5,7%, avec un fluage égal à 3,562, un quotient Marshall de 4,781 et une stabilité de 17,03 kN.

Tableau IV.1: Composition du dosage de béton bitumineux

Composition du mélange		Unité en (%)			
Dosage					
Liant bitumineux	35/50	5.70	6.00	6.30	6.60
Sable	0/3	40	40	40	40
Gravier 1	3/8	42	42	42	42
Gravier 2	8/15	18	18	18	18

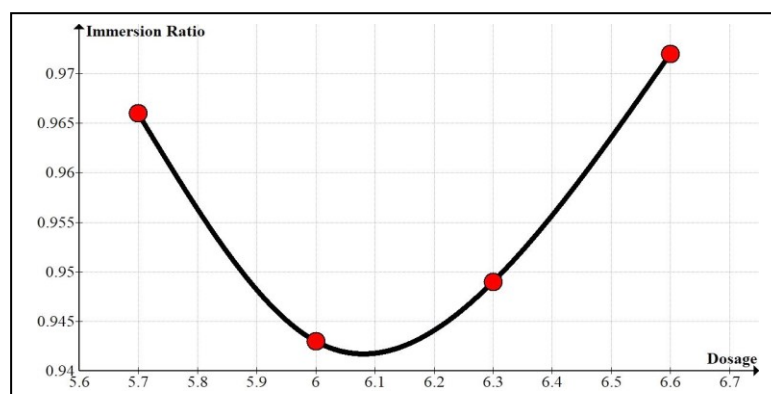


Figure IV.1: Immersion - courbe du rapport de dosage

En ce qui concerne la mesure de l'essai de sensibilité à l'eau "Duriez" sur les mélanges hydrocarbonés, selon la norme "NA 5226/ NF P 98-251-1" [64], six éprouvettes (de dimensions identiques) de chaque dosage ont été testées avec trois immergées dans l'eau et trois sèches. Les résultats obtenus pour cet essai sont illustrés dans la Figure IV.1, avec la meilleure valeur du rapport d'immersion de 0,966 pour le dosage de 5,7% « Voir Annexe A ».

IV.2.1.4 LES GÉOGRILLES ET SYSTÈME D'ESSAIS

a)- Machine de controle de qualité

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de chaque géogridde utilisée, également appelé "contrôle de qualité", deux essais ont été effectués. Le premier essai est celui de la traction des bandes larges et ce, conformément à la norme "ISO-10319" [65], en utilisant la machine universelle de traction "Instron 5900", située au centre du Contrôle Techniques des Travaux Publics (CTTP) d'Alger. Le second essai est utilisé pour déterminer la masse en surface des couches géosynthétiques, conformément à la norme : ISO-9864 [66]. Ainsi donc, le système d'essais de vérification de la résistance à la traction est constitué de différentes composantes essentielles pour mener à bien les essais sur les géosynthétiques. Tout d'abord, il y a l'unité électronique d'acquisition des données, qui est entièrement contrôlée par un ordinateur. Cette unité permet de programmer les caractéristiques des essais, de collecter, d'organiser et d'enregistrer les données relatives aux essais effectués.

Ensuite, le banc de traction joue un rôle clé dans le processus d'essai. Il s'agit d'un banc de traction spécifique, le modèle INSTRON 5900 « voir Figure. IV.2 », qui est équipé de deux mâchoires spécialement conçues pour les essais de traction sur les géosynthétiques. Ces mâchoires permettent de fixer solidement les échantillons de géosynthétiques et d'appliquer une force de traction contrôlée pendant l'essai.

Pour mesurer avec précision l'extension des géotextiles pendant l'essai, un capteur de type « extensomètre vidéo » est utilisée. Ce capteur est capable de capturer des images en temps réel de l'échantillon de géotextile et de mesurer les variations de longueur qui se produisent pendant l'application de la force de traction. Cette technologie permet d'obtenir des mesures précises et fiables de l'extension des géotextiles.

Enfin, la capacité de la presse hydraulique utilisée dans le système est de 50 kN. Cette capacité indique la force maximale que la presse hydraulique peut appliquer pendant les essais. Ensemble, ces composants permettent d'effectuer des essais de traction précis et fiables sur les géosynthétiques.



Figure. IV.2- Banc de traction INSTRON 5900 pour résistance à la traction [67].

b)- Contrôle de qualité des géogridles utilisés

Afin de tester la qualité des géogridles qui seront utilisées dans l'expérimentation, il a été convenu de déterminer leur caractérisation par l'essai de traction des bandes larges et ce, par la détermination de la résistance de traction dans les deux sens, ainsi que l'essai de détermination de la masse surfacique, conformément à la norme ISO-9864 [66].

Les résistances à la rupture en traction des quatre géo-grilles a été mesurée par des essais de traction sur des échantillons composés de cinq réseaux de fils "chaîne" et cinq réseaux de fils "trame". Les valeurs obtenues seront ensuite comparées aux données fournies par le fabricant dans la fiche technique de chaque géo-grille.

Les types de géogridles utilisés sont nommées : G1 ; G2 ; G3 de la société "AFITEX" [68] et G4 de la société "CHIMIBAT" [69]. En outre, les essais effectués sont les suivants :

- Essai de traction des bandes larges « Voir Annexe B » ;
- Essais sur cinq éprouvettes (pour chaque type de géogridle) de dimensions (400 ×200) mm, dans le sens de production « Voir Annexe B »;
- Essais sur cinq éprouvettes de dimensions (400 ×200) mm, dans le sens largeur (pour chaque type de géogridle) « Voir Annexe B »;
- Essai de détermination de la masse surfacique de dix éprouvettes de dimensions (100 cm² « Voir Annexe B ».

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus pour le contrôle de qualité des géogridles « Tableau IV.2 »

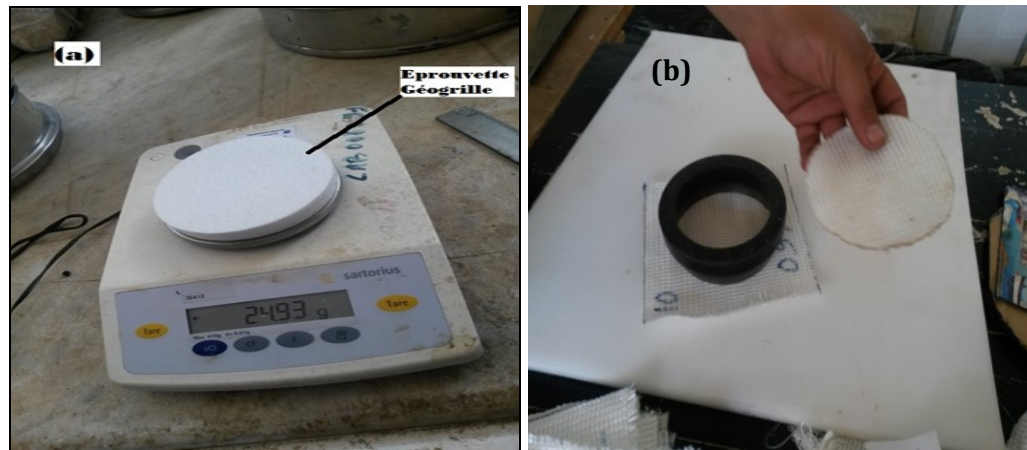


Figure IV.3 - Essai de détermination de la masse surfacique (au niveau du CTPP)

Tableau IV.2- Résultats des essais de contrôle de qualité des quatre géogrilles

Géogrille	R _{traction} (sens longitudinal) (kN/m)		R _{traction} (sens largeur) (kN/m)		Maille du géogrille (mm x mm)	Dosage couche d'accrochage en gramme	Obs.
	Fiche Techn.	Essai	Fiche Techn.	Essai			
G1	80	78.88	80	81.67	40x40	500	Conforme
G2	50	48.22	50	54.04	40x40	500	Conforme
G3	50	50.85	50	54.28	25x25	300	Conforme
G4	80	77.69	80	83.31	25x25	1100	Conforme

c)- Stockage et mise en œuvre de la géogrille

Les rouleaux de géogrilles doivent être protégés par un film qui sera enlevé juste avant leur déroulement. Ils doivent être stockés sur palette à l'ombre sur une aire plane, propre et sèche, à l'abri des intempéries notamment de la pluie et des vents de sable et à une température n'excédant pas 60°C. On évitera soigneusement tous plis lors de la pose. La couche d'accrochage sera de bonne qualité. La quantité habituellement appliquée est au minimum de 500 g/m² de bitume résiduel (770 g/m² d'une émulsion à 65%). Cependant, cette quantité peut varier en fonction du support sur lequel l'enrobé bitumineux est appliqué. Il est essentiel de procéder soigneusement à la vérification de l'adhésion entre les différentes couches de la structure routière afin de garantir la durabilité de la chaussée.

Les véhicules et engins circulant sur les grilles devront éviter tous mouvement de freinage brusques et toute rotation sur place afin d'empêcher l'endommagement des grilles et leur éventuel décollement.

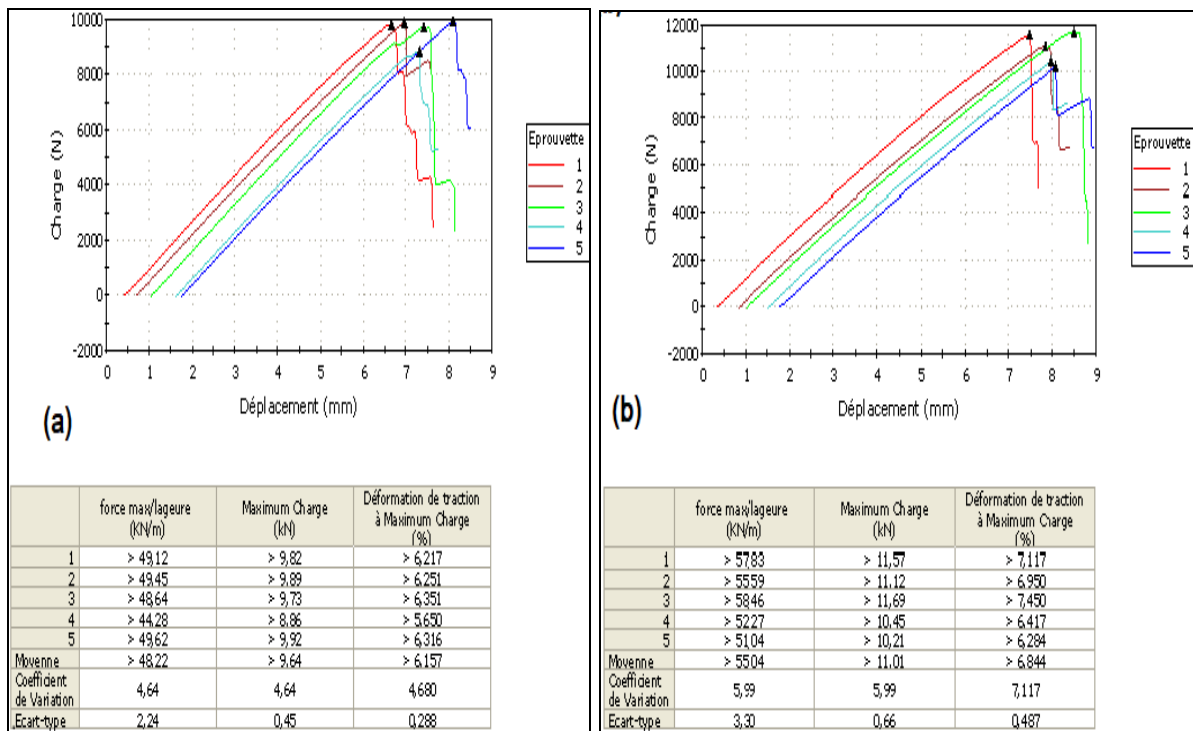


Figure IV.4- Courbe force – déplacement et résultats des essais de traction à bandes larges sur le géogrille (G2) a- Dans le sens de production) b- Dans le sens transversal

La géogrille est stockée enroulée et se présente sous forme de rectangle, elle est composée de réseaux longitudinaux (chaîne) et transversaux (trame). Lors de son installation, la grille est étendue uniquement dans le sens de la circulation et fixée sur la couche à renforcer par une couche d'accrochage contenant 600 g/m² d'émulsion de bitume résiduel. Dans le cas des plateformes portuaires où il y a plusieurs sens de circulation, les caractéristiques des réseaux chaîne et trame sont similaires. En revanche, dans le cas d'une structure autoroutière, les réseaux chaîne présentent des performances mécaniques nettement supérieures à celles des réseaux trames. Les performances techniques des matériaux sont qualifiées en fonction des forces de traction appliquées sur la chaussée,

Il est primordial de suivre attentivement les recommandations d'installation de la géogrille afin d'assurer son adhérence et son efficacité dans la structure de la chaussée. Ci-après quelques points importants à respecter :

- assurez-vous que le support soit propre, sec et dépourvu de toute impureté.
- Le support doit être plan et lisse. Dans certains cas, une couche de nivellement granulaire d'une épaisseur de 20 à 50 mm peut être nécessaire.
- Les fissures d'une largeur supérieure à 3 mm doivent être colmatées par de l'émulsion de bitume ou recouvertes de micro enrobé de reprofilage.
- La couche d'accrochage doit être appliquée selon les dosages recommandés. Un excès de bitume peut entraîner des problèmes lors de la construction de la chaussée, tels que le collage du liant aux pneumatiques des véhicules de

réalisation et le décollement de la géo-grille. En revanche, une quantité insuffisante de bitume peut entraîner un mauvais fonctionnement de la structure en raison d'une faible adhérence de la géo-grille (voir Figure IV.5)



Figure IV.5- Placement du rouleau de géo-grille après insertion de l'émulsion

d)- Conclusions et commentaires

Les essais de traction à bandes larges réalisés au laboratoire, conformément à la norme NF EN 10319, ont produit des valeurs moyennes de résistance pour les cinq échantillons de chaque géo-grille. Ces valeurs sont accompagnées d'un écart type qui mesure la dispersion des valeurs, ainsi que d'un coefficient de variation qui correspond au rapport entre l'écart type et la moyenne, exprimé en pourcentage. En comparant les valeurs moyennes obtenues avec les caractéristiques spécifiées dans la fiche technique de chaque géo-grille, qui indique une valeur nominale avec une tolérance de plus ou moins 10 % (dans le sens de production et le sens transversal), il a été constaté que la grande majorité des valeurs de résistance, dans les deux sens, se situaient à l'intérieur de la plage de variation des valeurs obtenues lors des essais en laboratoire. En ce qui concerne les autres spécifications telles que la masse surfacique et la déformation à l'effort maximal, les valeurs mesurées étaient également conformes aux spécifications fournies dans les fiches techniques rigidité« Voir Annexe B ».

IV.3 Etude de la formulation du béton bitumineux semi grenu BBSG

Le dispositif expérimental réalisé conformément à la norme EN 13108-1, pour la formulation du "BBSG "0-14, afin de définir le dosage de chaque constituant de l'enrobé, cette étude complète contient les quatre niveaux d'épreuve de formulation qui ont été réalisés.

IV.3.1 Composition granulaire

Le BBSG0-14 est un mélange qui comprend trois classes granulaires différentes : 0/3, 3/8 et 8/15. Pour formuler ce mélange, nous utilisons les courbes granulométriques moyennes de chaque classe granulaire sélectionnée, afin de garantir que la courbe granulométrique du mélange se situe à l'intérieur des limites désignées par les normes techniques.

En utilisant les courbes granulométriques moyennes des différentes classes granulaires (0/3, 3/8 et 8/15), nous calculons la courbe granulométrique du mélange minéral. Le pourcentage de particules passant à travers un tamis pour la courbe du mélange est obtenu en additionnant les pourcentages de particules passant à travers ce même tamis pour chaque constituant courbe, pondérés en fonction des proportions correspondantes.

La figure IV.6 présente la Courbe granulométrique corrigée du BBSG0-14, où les proportions des différentes classes granulaires sont prises en compte.

Les agrégats rentrant dans la formulation ont été prélevés et acheminés au laboratoire par notre soin. Les échantillons en question sont prélevés au site de stockage de l'Entreprise "Benhamouda", à Metlili (à 40 km de siège de la wilaya de Ghardaia).

Nous avons procédé à des analyses sur des échantillons conformément aux normes en vigueur, afin de mesurer leurs caractéristiques intrinsèques et de fabrication, et dans ce cadre on a procédé aux essais :

- ✓ Analyse Granulométrique : NA 2607-2014
- ✓ Mesure de coefficient d'aplatissement : NF P 18-561
- ✓ Détermination des masses volumiques : NF P 18-554
- ✓ Mesure de coefficient Los Angeles (L.A.) : NF EN 1097-2
- ✓ Mesure de coefficient Micro Deval (M.D.E) : NA 5129
- ✓ Mesure d'équivalent de Sable : NF EN 933-8+A1

L'analyse de la résistance et la dureté a donné une résistance au choc, mesurée par l'essai de "Los Angeles" et une résistance à l'usure en présence d'eau par l'essai "Micro Deval Humide", ainsi que le taux d'aplatissement. Ces résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous (Tableau IV.3).

Tableau IV.3- Résultats du Micro Deval (MDE) et Los Angeles (LA) » des classes granulaires.

Classe granulaire (mm)	3/8	8/15
Micro Deval en présence d'Eau « MDE » %	10	22
Los Angeles « LA » %	36	33

L'Analyse granulométrique et les autres résultats d'analyses effectués sur les trois fractions sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV.4- Résultats de l'analyse granulométrique des différentes classes granulaires.

Essais			0/3	3/8	8/15
Analyse Granulométrique	Tamis en (mm)	31.5			
		25			
		20			100
		16			99
		12.5			64
		10		100	12
		8		99	2
		6.3		75	1
		5	100	41	1
		4	100	21	
		3.15	99	11	
		2.5	96	3	
		2	90	2	
		1	80		
		0.500	66		
		0.200	48		
		0.080	27		
Equivalent de sable %		61	/	/	
Coefficient d'aplatissement %		/	17	15	
Masse volumique apparente t/m3		2.50	2.18	2.16	
Masse volumique absolue t/m3		2.77	2.64	2.61	

À la lumière de ces résultats, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- ✓ Le sable analysé a un pourcentage des fines = 27 %.
- ✓ Le gravier 3 /8 et 8/15 présentent des caractéristique physico-mécanique acceptables.

Pour la détermination de la composition granulaire du mélange, la première phase vise à déterminer la meilleure composition granulaire, ce dernier exprime par une courbe granulométrique de mélange des différents fractions, ou doivent assurer une compatibilité comparativement au fuseau de référence de mélange d'un BBSG de classe 0/14 (tableau ci-dessous).

Dans ce cas et dépendant aux analyses granulométriques les trois fractions 0/3, 3/8 et 8/15, on trouve que la meilleure composition granulaire qui est compatible avec le fuseau, et qui donne une bonne surface spécifique c'est la formule :

- ✓ 40 % de sable 0/3.
- ✓ 42 % des graviers 3/8
- ✓ 18 % des graviers 8/15

Tableau IV.5- Résultats de la spécification granulaire du mélange (BBSG0-14).

Fuseau granulométrique des BBSG 0-14	Tamis (mm)	BBSG 0/14		
		Min.	Milieux	Max
	14	94	97	100
	10	72	78	84
	6.3	50	58	66
	2	28	34	40
	0.08	7	8.5	10

D'où les éléments supérieurs à 14 mm dans ce cas n'influent pas sur la granulométrie de référence exigée, la figure ci-dessous présente la distribution granulaire de mélange comparativement au fuseau de référence et la correction qui doit être effectuée (fuseau visé).

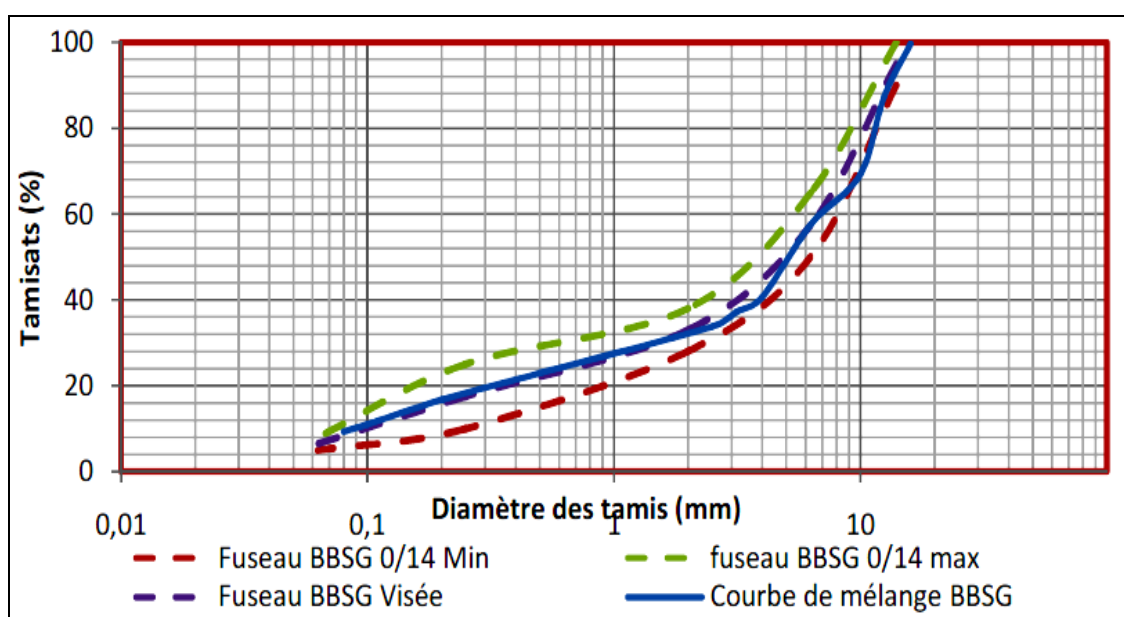


Figure IV.6- Courbe granulométrique corrigée du BBSG0-14.

En examinant attentivement les résultats obtenus, on observe que :

- Les granulats sont entièrement concassés, ils présentent des caractéristiques physico-mécanique acceptables.
- Sur la base des résultats des essais de tenue à l'eau « DURIEZ » (Voir annexes A) et la stabilité MARSHALL (Voir annexes A) obtenus sur des mélanges à différentes teneurs en liant, et après correction, on a choisi la formule suivante (Voir tableau V.6) pour le BBSG pour la confection des différents échantillons.

Tableau IV.6- Composition granulométrique du BBSG_{0/14}

Composition du mélange		Unité en %			
Dosage		5.7	6.00	6.30	6.60
Fraction	0/3	40	40	40	40
Fraction	3/8	42	42	42	42
Fraction	8/15	18	18	18	18
Liant		35/50			

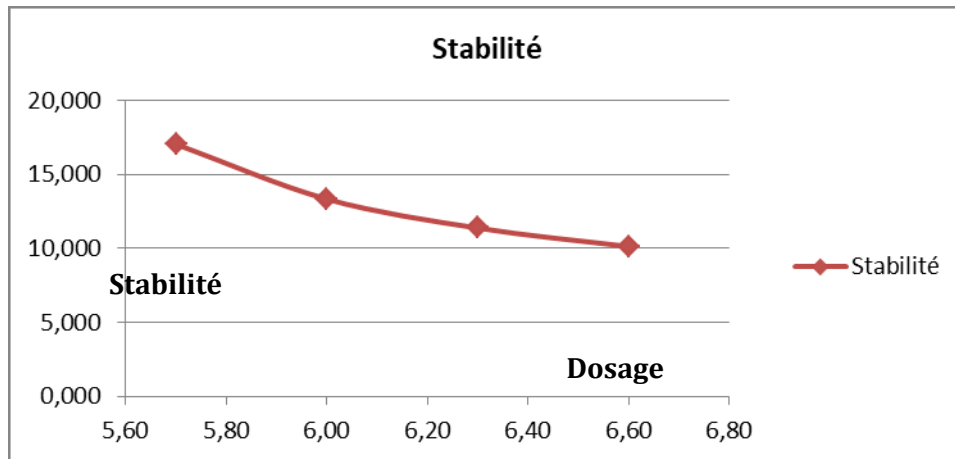


Figure IV.7- Courbe de la stabilité du BBSG0-14.

Tableau IV.7- Résultats de l'essai de Marshall du BBSG

Dosage	5.70 %	6.00 %	6.30 %	6.60 %
Stabilité (Sup. à 10.3KN)	17,031	13,320	11,364	10,117
Fluage (Inf. à 4)	3,562	3,856	4,083	4,771
Quotient Marshall	4,7813	3,4544	2,7832	2,1205

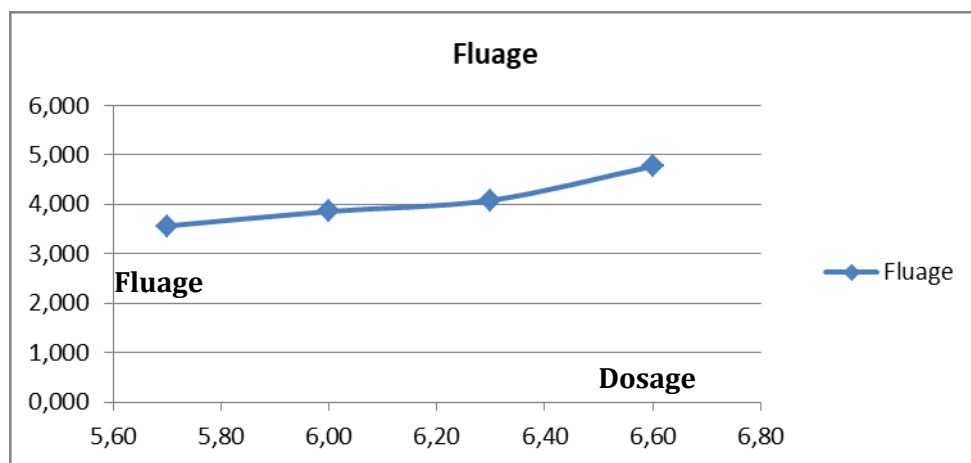


Figure IV.8- Courbe du fluage du BBSG0-14

Pour la stabilité du béton bitumineux (BB), les résultats indiquent que le mélange avec un dosage de 06.60% n'est pas stable « Voir Annexe A ». En plus, le facteur fluage indique aussi que les deux dosages : 06.30 et 06.60 ne sont pas dans les normes (Figure IV.8).

Tableau IV.8- Résultats de l'essai DURIEZ du BBSG0-14

Dosage	5,70	6,00	6,30	6,60
R (Bars) [Résistance à la compression à sec]	131,030	140,880	141,830	143,950
r (Bars) [Résistance à la compression après immersion]	126,540	132,900	134,650	139,960
Rapport immersion/compression [$r/R \geq 0.75$]	0,966	0,943	0,949	0,972

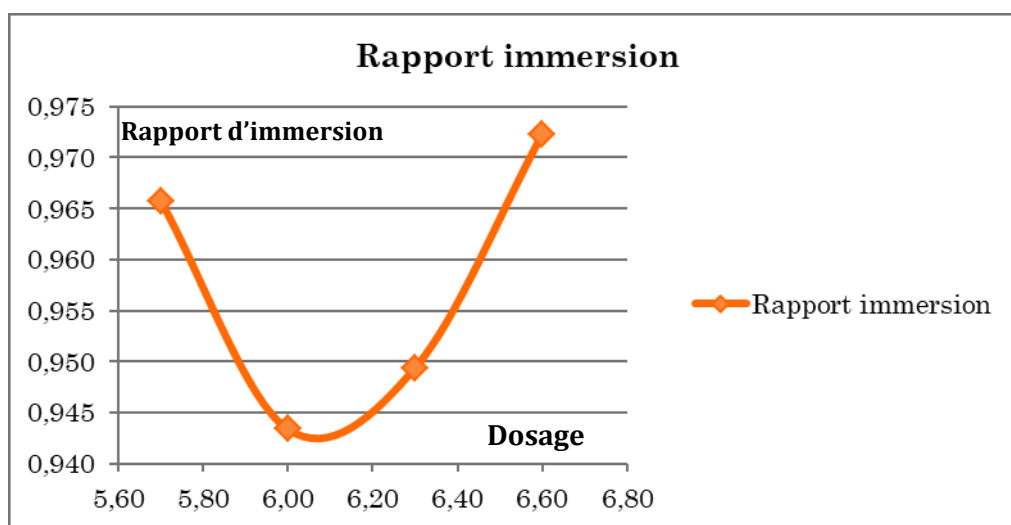


Figure IV.9- Courbe du rapport d'immersion du BBSG0-14

Pour le rapport immersion, tous les résultats des dosages sont acceptables (Sup. à 0.75), mais le dosage 05.70% est meilleur. Donc en conclusion, on va adopter le dosage en liant de 05.70 pour le reste de l'étude.

IV.4 Résultats du module de rigidité BBSG

IV.4.1 Module de rigidité par compression diamétrale

Dans le laboratoire LTPSud, une plaque de BBSG avec des dimensions de (600 x 100 x 100) mm a été fabriquée. À partir de cette plaque, six éprouvettes cylindriques ont été prélevées par carottage, nous avons fixé le diamètre des éprouvettes à 100 mm. L'épaisseur des échantillons, choisie dans la plage de 30 mm à 75 mm, a été fixée à environ 67 mm par rapport à la dimension maximale du mélange. Ces éprouvettes ont ensuite été soumises à un test de compression diamétrale dans des conditions d'essai identiques (15°C, 124 ms) afin de déterminer le module de rigidité moyen du matériau.

Pour mesurer la déformation, nous utilisons un capteur de déformation de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer), qui est positionné autour de l'échantillon et attaché par des brides de chargement en acier. Les échantillons de nos essais ont été conditionnés pendant au moins 12 heures à la température adéquate.

Dans cette étude, l'essai de traction indirecte comprend 16 cycles de chargement sinusoïdaux. Nous avons effectué des tests sur six éprouvettes à chaque température d'essai.

Tous les résultats de ces tests sont présentés dans l'Annexe C.

Tableau IV.9- Modules de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C, 124 ms

N°. épp	Ø[mm]	H [mm]	m [kg]	EN [MPa] sens Normal	ER [MPa] Retourné 90°	% de EN / ER	Emoy
1	100	67,30	1 355,50	7 233	7 122	1,53 %	7 177
2		66,75	1 349,50	7 115	6 899	3,04 %	7 007
3		67,10	1 349,70	6 998	7 244	-3,52 %	7 121
4		66,90	1 356,50	7 105	7 355	-3,52 %	7 230
5		67,60	1 355,70	6 890	6 588	4,38 %	6 739
6		66,70	1 349,70	6 699	6 480	3,27 %	6 589
Moy.	100	67,06	1 352,77	7 006	6 948	0,84 %	6 977
Ecart-type	$e = \sqrt{\frac{\sum_i (E_{moy,i} - E_M)^2}{n}}$						235 (3.37%)

L'impact de l'incertitude globale dans la mesure du module de rigidité est évaluée en déterminant la valeur du module de rigidité, qui est de 6 977 MPa, avec une incertitude de mesure de +/-3,37%, ce qui correspond à 235 MPa. Ainsi, le module de rigidité est compris dans l'intervalle de confiance (6 742 MPa et 7 212 MPa), tenant compte de cette incertitude de mesure. Cette plage d'incertitude permet de quantifier la variabilité potentielle du module de rigidité et de tenir compte des erreurs de mesure lors de l'évaluation du comportement mécanique du matériau. « Voir Annexe C »

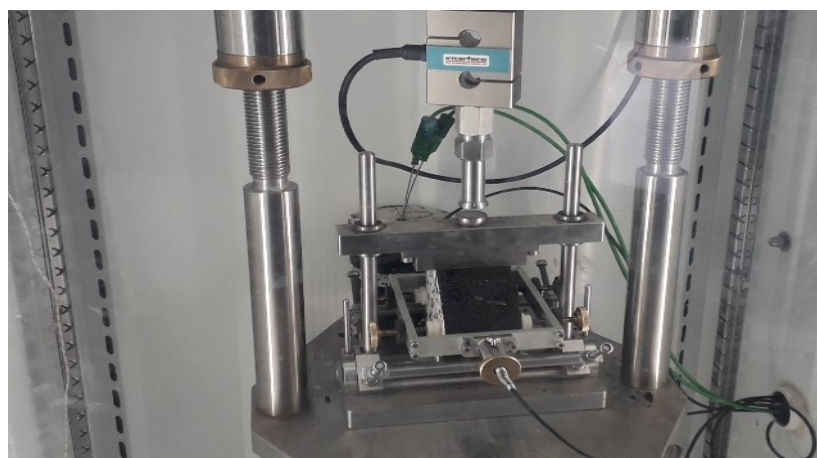


Fig. IV.10- Dispositif de l'essai de compression diamétrale réalisé à LTPSud.

IV.4.2 Module de rigidité par flexion deux points

Nous avons préparé une plaques avec les dimensions ($400 \times 400 \times 100$) mm et ce, en utilisant un compacteur à roue. Un compactage a été réalisé suivant la norme EN 12697 – 33 avec un compactage de profile légers (1 bar, 3 bars). Puis le coupage des éprouvettes d'une forme trapézoïdale (Figure IV.11).

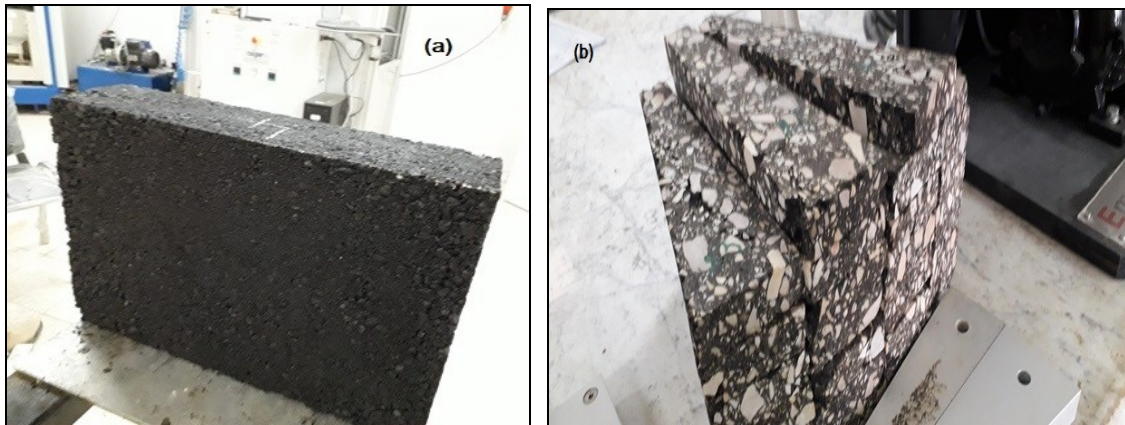


Fig. IV.11- Plaque ($400 \times 400 \times 100$) mm pour produire les éprouvette

L'échantillon a été soumis à une force sinusoïdale appliquée à son extrémité pendant une durée allant de 30 secondes à 2 minutes. Une force a été imposée, correspondant à une déformation Z inférieure à 50 microdéformations. Pendant les 10 dernières secondes de l'essai, la force F_0 , la déflection Z et l'angle de phase ϕ ont été mesurés pour chaque cycle de pulsation. Ces mesures permettent d'améliorer la réponse du matériau à la sollicitation sinusoïdale et d'obtenir des informations sur son comportement viscoélastique.

Selon la norme NF EN 12697-26 de 2004, la détermination du module complexe doit se faire en utilisant un minimum de 4 températures distinctes, avec une différence maximale de 10°C entre chacune d'entre elles. Pour chaque température, il est recommandé d'utiliser au moins 3 fréquences également réparties sur une échelle logarithmique, avec un rapport minimum de 10 entre les fréquences les plus élevées et les plus basses. Cette approche permet d'obtenir une représentation complète du comportement viscoélastique du matériau sur une plage de températures et de fréquences significatives.

L'essai a été mené pour 04 températures : $10,5^\circ$, $15,5^\circ$, $20,5^\circ$ et $25,5^\circ$ et les sollicitations de fréquence de 0.5Hz, 1Hz et 10Hz (3 fréquences), et de déplacement contrôlé (on est limité par les fréquences de la machine, qui est conçue pour 0.5 à 30Hz).

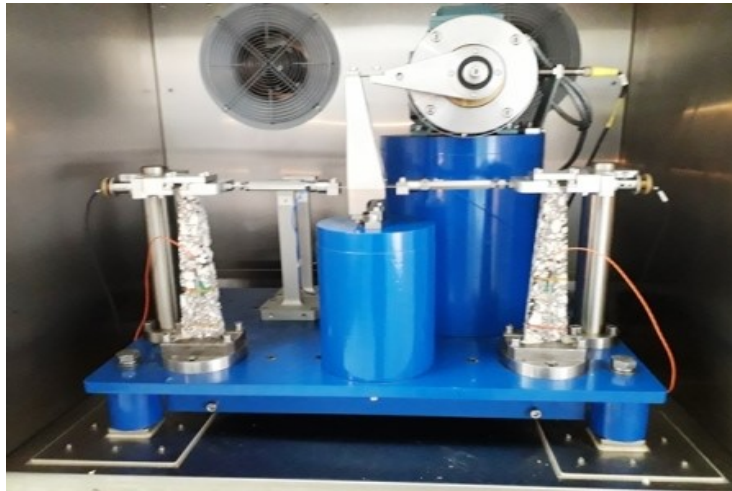


Fig. IV.12- Appareil de mesure de la fatigue en Flexion 2 points

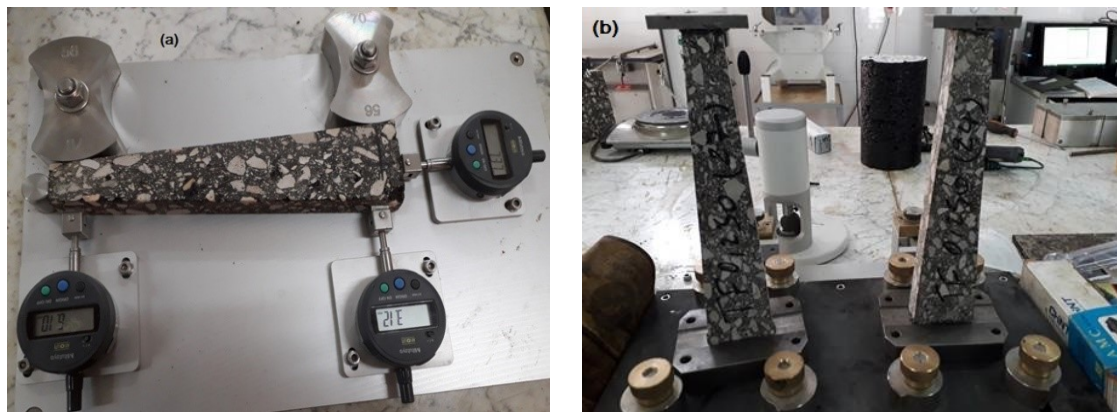


Fig. IV.13- Eprouvettes Trapézoïdales confectionnées et encastrées à leurs bases

Les résultats de mesure du module complexe du BBSG0/14 sont présentés dans les tableaux ci-dessous. Il convient de souligner que ce mélange bitumineux est également utilisé pour interpréter les essais de propagation de fissures de la partie expérimentale dans la présente thèse.

D'après le chercheur "Lefeuve" [69], la valeur de l'angle de phase caractérise le comportement du matériau et l'énergie dissipée pour une fréquence, une sollicitation et une température donnée, pour tous les résultats du module on a trouvé un angle $\phi \leq \pi/2$, dans ce sens on en déduit que le comportement élastique est dominant dans notre matériaux, cette valeur est reliée à l'énergie dissipée qui est de l'ordre de $E_2 = 2279$ MPa.

Les deux termes du module varient en fonction de la température et de la fréquence de sollicitation, qui sont fixées pour chaque essai individuel. Les résultats expérimentaux sont généralement exprimés à l'aide de différentes représentations courantes. Les résultats obtenus à partir de cet essai de module complexe permettent de caractériser le comportement

viscoélastique linéaire (VEL) de l'enrobé testé et de déterminer les paramètres d'équivalence temps-température. Ces informations sont essentielles pour comprendre la réponse mécanique du matériau dans différentes conditions de température et de sollicitation, ce qui est important pour la conception et l'évaluation des structures routières.

Tableau IV.10 (a)- Résultats de l'essai de flexion 2 points.

Fréquence f (Hz)	Température T (°C)	Charge (kN)	Déformation (mm)	Effort (KPa)	Micro-défor.	ϕ (°)	E (MPa)
0,5	10,5	0,010034	0,039309	206,785406	29,365466	15,985614	7042
1	10,5	0,012573	0,043631	259,113975	32,594341	14,763452	7950
10	10,5	0,019816	0,050355	410,917036	37,61724	11,863477	10924
0,5	15,5	0,007217	0,041381	148,726163	30,913286	20,745934	4811
1	15,5	0,009352	0,045783	192,748543	34,201411	19,307792	5636
10	15,5	0,015566	0,051094	323,343022	38,169658	15,286576	8471
0,5	20,5	0,004993	0,042022	102,907098	31,392181	25,604178	3278
1	20,4	0,006567	0,046495	135,355169	34,733792	23,819178	3897
10	20,5	0,012091	0,052223	251,73038	39,012954	18,69114	7042
0,5	25,4	0,003283	0,042696	67,670635	31,895748	29,897085	2122
1	25,4	0,004615	0,047913	95,128337	35,792639	28,605465	2658
10	25,4	0,009095	0,052953	189,960044	39,558309	22,670371	4802

Tableau IV 10 (b). Résultats de l'essai de flexion 2 points (suite)

Fréquence f f (Hz)	Température T (°C)	Comp. Réel E_1 (MPa)	Comp. Imaginaire E_2 (MPa)	Module Complexe E^* (MPa)	EQV.T.T	at
0,5	10,5	6770	1939	$E^* = 6770 + i 1939$	5	10
1	10,5	7687	2026	$E^* = 7687 + i 2026$	10	10
10	10,5	10693	2232	$E^* = 10693 + i 2232$	100	10
0,5	15,5	4499	1704	$E^* = 4499 + i 1704$	0,5	1
1	15,5	5319	1863	$E^* = 5319 + i 1863$	1	1
10	15,5	8176	2216	$E^* = 8176 + i 2216$	10	1
0,5	20,5	2956	1417	$E^* = 2956 + i 1417$	0,05	10
1	20,4	3565	1574	$E^* = 3565 + i 1574$	0,1	10
10	20,5	6738	2279	$E^* = 6738 + i 2279$	1	10
0,5	25,4	1839	1057	$E^* = 1839 + i 1057$	0,005	100
1	25,4	2334	1272	$E^* = 2334 + i 1272$	0,01	100
10	25,4	4441	1826	$E^* = 4441 + i 1826$	0,1	100

IV.4.3 Courbes iso-thermiques et isochrones

Les figures IV-14 et IV-15 présentent respectivement les courbes isothermes et isochrones du module complexe, telles qu'indiquées dans les normes, en fonction de la fréquence et de la température. Ces courbes permettent de visualiser les variations du module complexes à différentes fréquences et températures, ce qui est essentiel pour comprendre le comportement du matériau dans des conditions spécifiques.

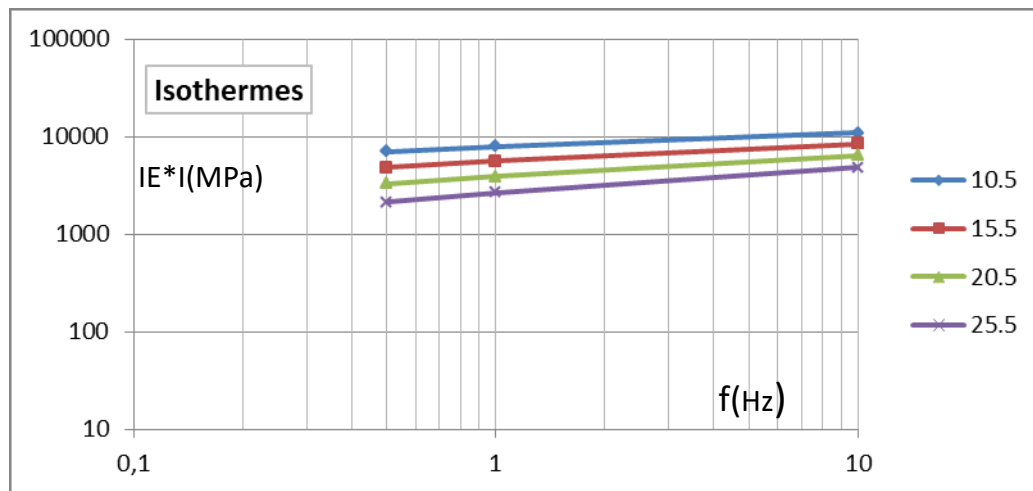


Figure IV.14- Courbe isothermes du module complexe du BBSG
(Module complexe en fonction de la fréquence).

Ces courbes permettent d'apprécier les propriétés mécaniques des enrobés, qui sont utilisées pour les calculs rationnels des chaussées au travers des formules empiriques ou d'abaques. En outre, la pente de chaque isotherme fournit une estimation de la susceptibilité cinétique à une température spécifique. Cela correspond à la variation du module en fonction de la vitesse de sollicitation à une température fixe donnée. Au départ, il est généralement observé de manière évidente que :

- Le module est en relation positive avec la fréquence (qui simule le trafic routier)
- On observe une variation linéaire du module en fonction de la fréquence, et cette linéarité est constatée pour toutes les fréquences appliquées (0,5, 1 et 10 Hz).

Pour connaître la sensibilité thermique de notre BBSG0/14 (c'est-à-dire la variation de module avec la température), et dans le but de visualiser cette sensibilité, nous avons présenté les résultats de mesure de module de rigidité de 10,5°C jusqu'à 25,5 °C à différentes fréquences, on a pu constater ce qui suit :

- Le module de rigidité diminue lorsque la température augmente, ce qui montre une relation inversement proportionnelle entre le module et la température.
- À basse température, le module atteint sa valeur maximale, car la diminution de la température entraîne une augmentation de la rigidité du bitume, le rendant plus dur.
- Avec la croissance de température, le module est devenu plus sensible à la température, à titre comparatif à une température de 10,5 °C le module perd de l'ordre 35 % de sa valeur entre 10 et 0,5 Hz, cette perte augmente progressivement jusqu'à 56 % à une température de 25,5°C dans le même intervalle de fréquence.

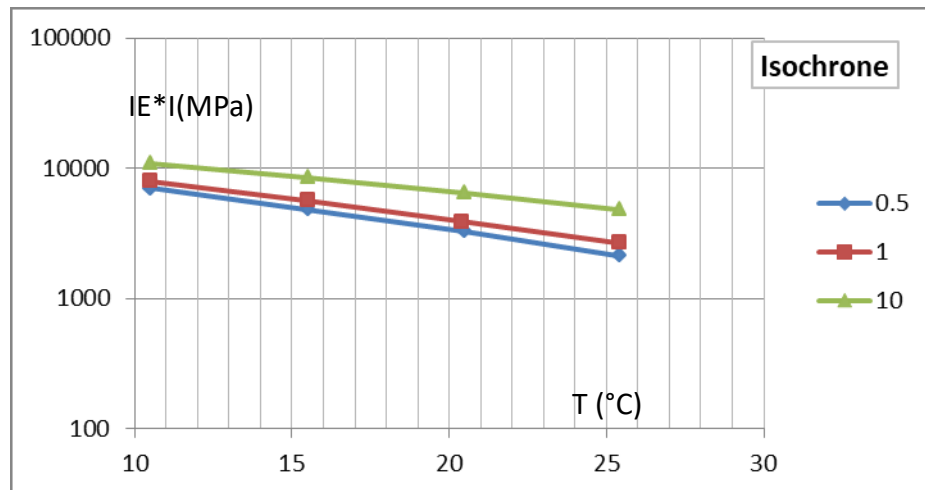


Figure IV.15- Courbe isochrones du module complexe

Cette représentation des courbes isochrones permet de visualiser la susceptibilité thermique de l'enrobé bitumineux, c'est-à-dire la variation du module en fonction de la température, à une fréquence donnée.

Ces courbes isochrones tracent l'évolution du module en fonction de la température, en maintenant la fréquence constante. Elles permettent de comprendre comment le matériau réagit aux variations de température et d'analyser sa performance thermique. Aussi, on peut observer comment le module du matériau varie avec la température. Cela permet de déterminer la plage de température dans laquelle le matériau conserve ses propriétés mécaniques requises et de comprendre comment ces propriétés se modifient avec les variations thermiques.

Cette représentation des courbes isochrones est donc un outil précieux pour évaluer la résistance thermique de l'enrobé bitumineux et prendre des décisions éclairées en matière de conception et d'entretien des chaussées, en tenant compte des variations de température auxquelles le matériau sera exposé dans son environnement réel.

IV.4.4 Courbes équivalent temps-température

Dans ce qui suit, les différentes courbes, trouvées, concernant l'équivalent temps – température (Figure IV.16), module complexe du BBSG dans l'espace de Black (Figure IV.17) et présentation dans le plan Cole et Cole (Figure IV.18).

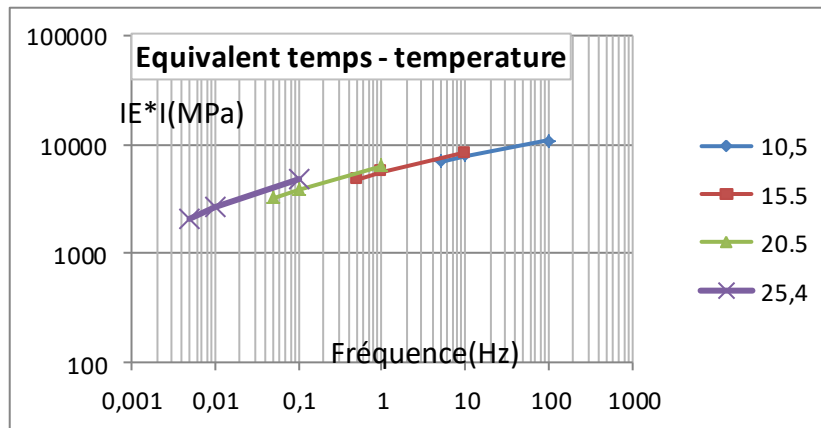


Figure IV.16- Courbe équivalent Temps – Température

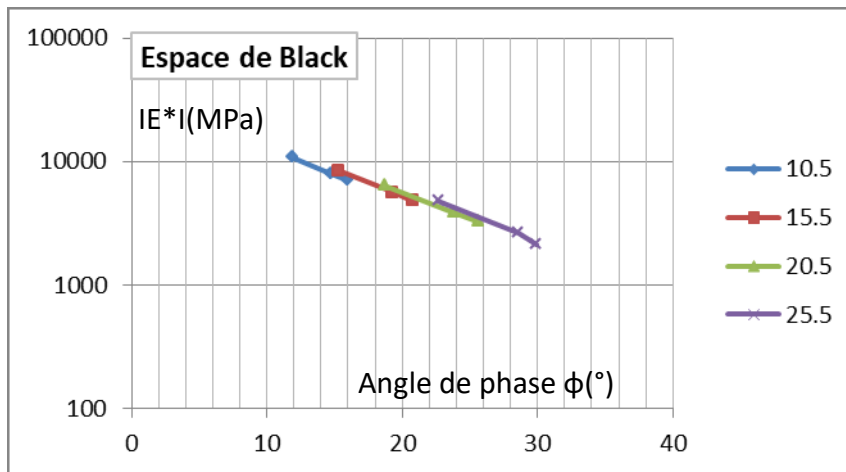


Figure IV.17- Module complexe du BBSG dans l'espace de Black.

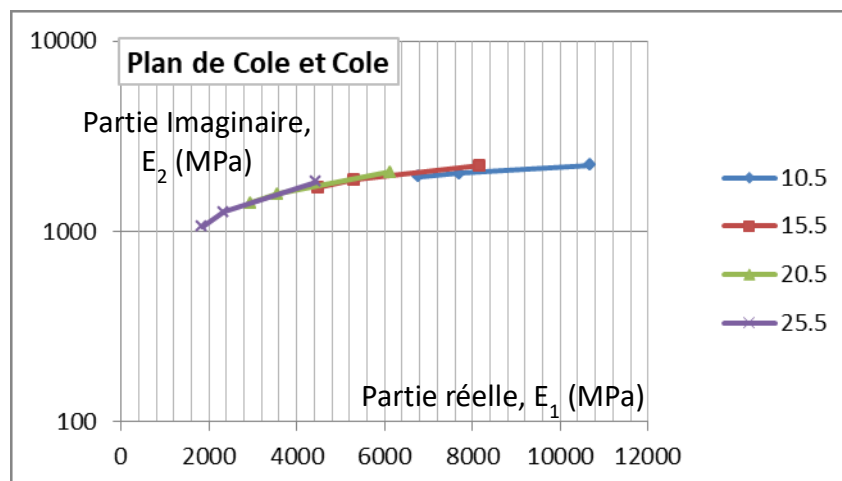


Figure IV.18- Présentation dans le plan Cole et Cole

La méthode de calage des modèles numériques pour les faibles valeurs du module sera réalisée en utilisant la présentation de l'espace de "Black".

La courbe présentée dans le plan Cole et Cole est une représentation caractéristique de notre BBSG, étant indépendante de la fréquence et de la température. Cette courbe peut être utilisée pour caler un modèle de comportement rhéologique ou pour réaliser une modélisation numérique. Cependant, elle peut manquer de précision pour les valeurs faibles du module. Pour un ajustement plus précis dans cette plage de valeurs, nous utiliserons la présentation de l'espace de BLACK, illustrée dans la figure IV.17.

IV.4.5 Comparaison des modules de rigidité du BBSG de deux essais différents.

Les deux types d'essais de rigidité sont réalisés sur un ensemble de six éprouvettes présentant des formes géométriques et des modes de chargement différents. Toutefois, l'objectif est de caractériser la rigidité du même béton bitumineux à une température de référence de 15°C.

La valeur moyenne du module de rigidité obtenue lors des essais 2PB-TR est de 7 042 MPa, ce qui représente une légère augmentation de 65 MPa (0,92 %) par rapport à la valeur moyenne du module de rigidité obtenu lors des essais IT-CY « Voir Annexe c », qui est de 6 977 MPa. La différence entre les valeurs moyennes des deux expériences est considérée comme très satisfaisante, car la norme autorise une variation du module entre -20 % et +10 % pour le même échantillon testé avec l'essai IT. Cependant, cette différence est très minime (environ 1 %) et peut être considérée comme une dispersion expérimentale.

IV.5 Essais de remontée de fissures par flexion supportée

IV.5.1 Fabrication des dallettes

Des essais de fatigues sur une machine de 'Test Universel (UTM)', qui seront réalisés sur des dallettes multicouches (380*150*100 mm³) avec température constante de 20°C et de 50°C.

Le programme expérimental sera comme suit, avec un nombre varié d'éprouvettes (dallettes):

- Deux essai « 02 dallettes» R non renforcées « qui seront considérés comme essais témoins »
- Deux essai « 02 dallettes» renforcé avec géogrid G1;
- Deux essai « 02 dallettes» renforcé avec géogrid G2;
- Deux essai « 02 dallettes» renforcé avec géogrid G3;
- Deux essai « 02 dallettes» renforcé avec géogrid G4;
- Des essais de fatigues sur une Machine de Test Universel (UTM) qui seront réalisés sur des éprouvettes Multicouches avec température Cte (20° et 50°)

La sollicitation appliquée sur l'éprouvette sera comme suit:

- Fréquence : 10 Hz ;
- Charge : cyclique de nature Haversine ;
- Période d'application est de 0.1s ;
- Temps de repos : 0,05s ;
- Intensité de la Charge: 5,00 KN (l'équivalent de 691 KN/m² qui est la charge d'un essieu normalisé).
- Charge minimum pour le maintien de l'échantillon sur place: 0,2 KN
- Diamètre du disque d'application de la charge: 96 mm

Dans le cadre de cette étude, un ensemble de 20 dalles ont été fabriquées en suivant la procédure décrite par Gonzalez-Torre et al. [70]. Les dalles étaient constituées de deux couches de béton bitumineux. La couche inférieure simulait une couche bitumineuse existante qui était fissurée, et la couche supérieure représentait la couche de renforcement. Cinq différents types d'échantillons ont été testés : premièrement, les échantillons de référence (R) qui n'avaient pas de géogrilles et puis les quatre autres dalles armées de géogrilles anti-remonté de fissures (Figure IV.19).

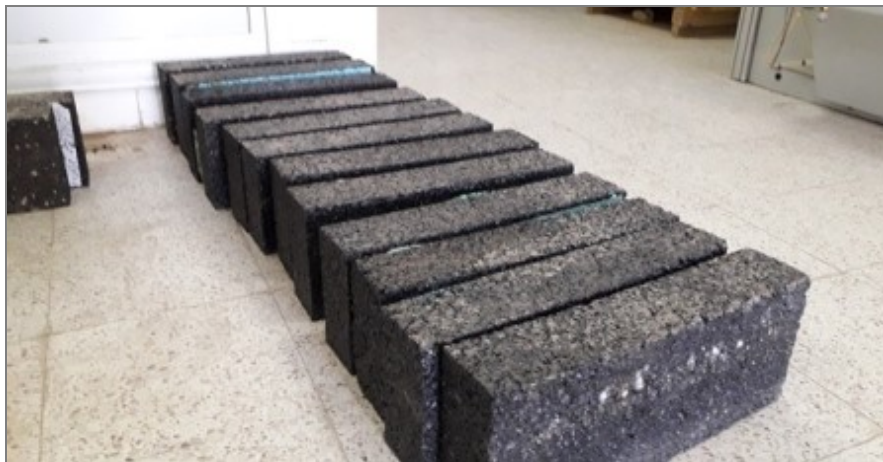


Figure IV.19- Photographie des dalles préparées

La première étape de fabrication des dalles a été la production d'une couche en béton bitumineux d'une hauteur de 50 mm dans un moule de dimensions appropriées. Cette couche a été compactée en utilisant la méthode de compactage par roulement à l'aide du compacteur à plaques BBPAC du LTPSud, conformément à la norme NF-EN 12697-33 [71]. Les figures IV-20 (a) et (b) illustrent ce processus. Par la suite, une couche d'accrochage composée d'émulsion de bitume a été appliquée, et la géogrille a été positionnée dans cette émulsion fraîchement répandue avant qu'elle ne se rompe. La rupture de la couche d'accrochage est identifiable visuellement par le passage d'une couleur initiale marron (représentant l'émulsion

fraîche) à une teinte noire brillante (correspondant à un film résiduel de bitume). Le géogrid doit être déroulé sur la couche d'émulsion non rompue (voir Fig. IV.20 (c)). Une autre couche bitumineuse de 50 mm de hauteur a été ajoutée sur la première et compactée suivant la norme citée précédemment. Les dimensions en plan de chaque couche étaient de 380 x 150 mm².

En outre, il est important de noter que chaque géogrid a besoin d'une quantité précise de couche d'accrochage pour son comportement antireflet correct. Le dosage et les recommandations des fabricants des géogrids ont été suivis pendant la mise en œuvre.

Afin de simuler une route fissurée, une entaille de 40 mm est créée à la base de la dalle (à 10 mm sous la géogrid) en effectuant une découpe au moyen d'une scie, afin d'imposer le lieu d'initiation de la fissure. Ainsi, pendant l'essai, la propagation de la fissure commence à cet endroit précis. Pour visualiser le trajet de la fissure, une couche de plâtre est appliquée sur la zone centrale des échantillons.



Figure IV.20 (a)- Placement de la nappe géogridle.



Figure IV.20 (b)- Emplacement soigneusement de la nappe géogridle

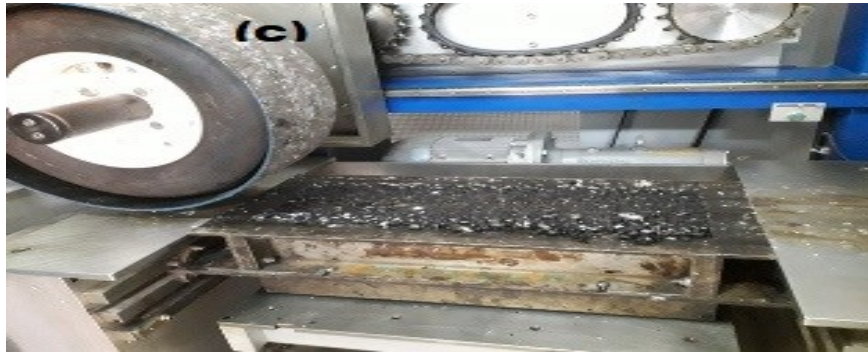


Figure IV.20 (c)- Compactage de la deuxième couche par rouleaux

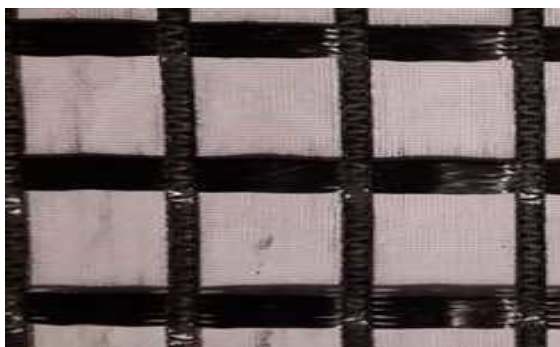
Figures IV.20- Étapes et dispositifs de fabrication des dallettes renforcées.

IV.5.2 Méthodologie

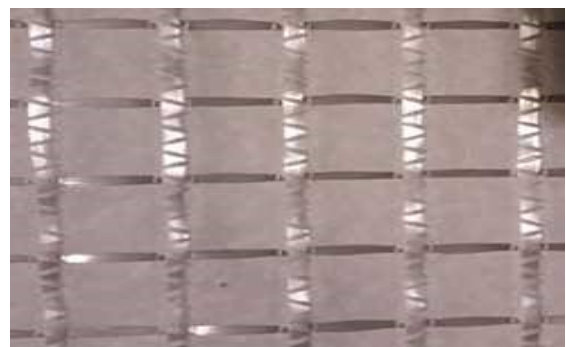
IV.5.2.1 MATERIAUX UTILISES

Quatre types de différents géogrilles, un béton bitumineux et une émulsion de bitume ont été utilisés dans cette étude. Le béton bitumineux utilisé pour la fabrication des dallettes était confectionné selon la norme "UNE-EN 13108-1" [61], avec une teneur en bitume selon l'étude de formulation, Enfin, la couche d'accrochage en émulsion de bitume a été introduite conformément à la norme UNE-EN 13808-1 [72] et en respectant le surdosage pour chaque géogrille suivant la fiche technique du producteur. Les géogrilles utilisées sont (Figures IV.21):

- G1 : Géogrille tissé-tricoté-tramé pré-enduction (recouverte de bitume), ouverture de $40 \times 40 \text{ mm}^2$
- G2 : Géogrille tissé-tricoté-tramé en polyester, dont les fibres sont recouvertes de chlorure de polyvinyle (PVC), ouverture de $40 \times 40 \text{ mm}^2$
- G3 : Géogrille à structure réticulée de fils de fibres de verre, recouverte de polymères et d'une couche de colle sensible à la pression, ouverture de $25 \times 25 \text{ mm}^2$.
- G4 : Géogrille tissé-tricoté-tramé constituées de filaments de verre ouverture de $25 \times 25 \text{ mm}^2$ doublées d'un voile de géotextile en polypropylène de fibres aiguilletées.



Type de Géogrille G1



Type de Géogrille G2



Type de Géogrille G3



Type de Géogrille G4

Figures IV.21- Les types de géogrilles utilisées dans l'expérience.

IV.5.2.2 DESCRIPTION DU TEST DYNAMIQUE

L'essai a été conçu pour mesurer l'effet du renforcement par géogrille sur des chaussées souples fissurées pour retarder la remontée des fissures. Un échantillon sous forme de dalles qui se compose des principaux éléments suivants représentant une structure de chaussée en couches (Figure IV.22):

- 1) Une couche en BB de 380 * 150 * 50 mm, qui peut être considérée comme une couche de renforcement,
- 2) Une couche en géogrille (sauf pour les dalles témoins), avec une couche d'accrochage en émulsion de bitume,
- 3) Une couche en BB de 380 * 150 * 50 mm, simulant des chaussées existantes discontinues (hauteur 50 mm) et
- 4) Une sous-couche élastique en caoutchouc néoprène avec un module élastique de 10000 kN/m².

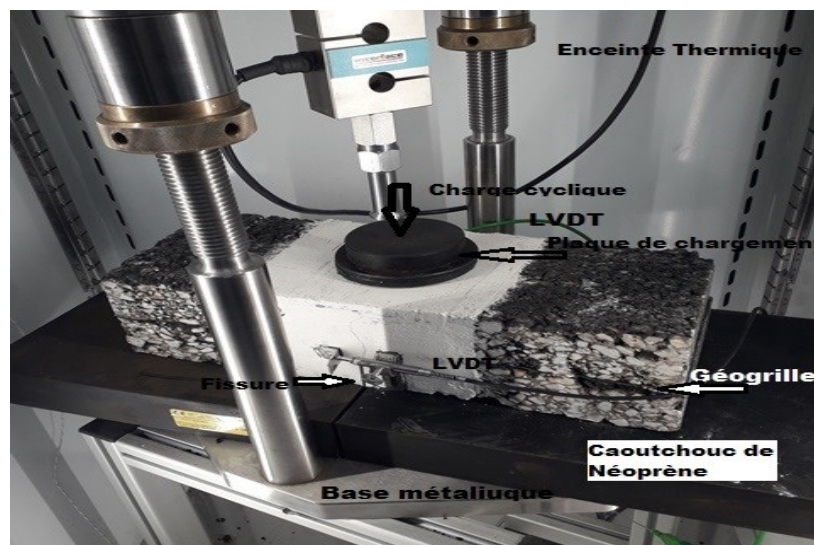


Figure IV.22- Vue de la configuration de l'essai dynamique.

IV.5.2.3 CARACTERISATION DE LA CHARGE CYCLIQUE APPLIQUEE

L'essai consistait à appliquer une charge cyclique contrôlée de nature ‘haversine’ (Figure IV-23) d'amplitude 5 kN. Cette configuration a été choisie afin de prendre en compte l'effet produit sur les chaussées par les sollicitations de trafic des camions poids lourds, la distribution temporelle de la charge verticale sera caractérisée par la fonction haversine [73].

La charge cyclique a été appliquée au centre des dalles juste au-dessus de la fissure à travers une plaque de chargement circulaire (96 mm de diamètre). La période d'application est de 0.1s et la période de repos dure 0.05s afin de simuler un trafic routier de poids lourd à grande vitesse.

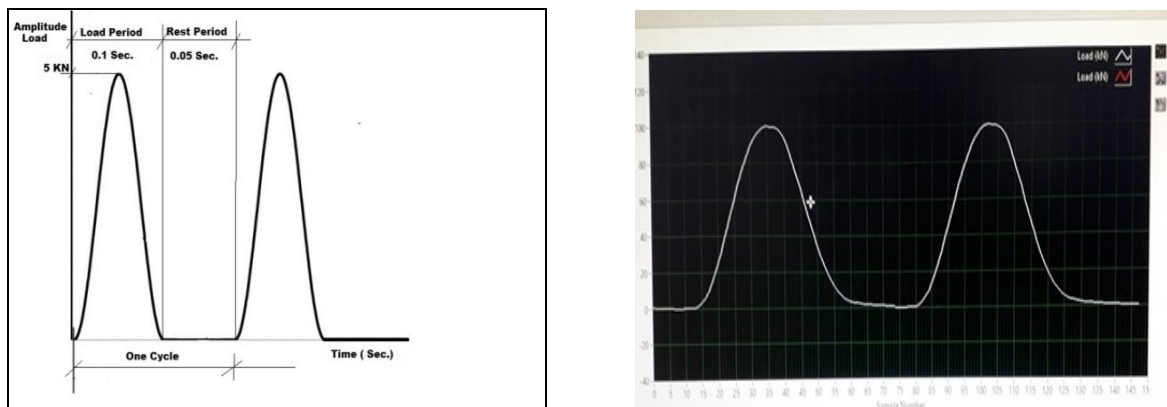


Figure IV.23- Schéma de la charge dynamique (haversine) appliquée pendant l'essai
a)-Présentation graphique. b)- Présentation Sur l'écran du système de pilotage

Une charge maximale de 5 kN a été appliquée au spécimen pour créer une pression de 691 kPa au-dessus de l'échantillon pour simuler une charge de roue d'un poids lourd de 13 Tonnes. Une charge minimale de 0,200 kN a été utilisée pour maintenir la dalle et la plaque de chargement en place pendant le chargement dynamique. Une machine d'essai universelle (UTM-NU14) avec servo-pneumatique menée d'un système de pilotage automatique informatisé pour contrôler la charge et le mode de chargement, elle est aussi dotée d'un système d'acquisition de données. Les échantillons ont été testés à des températures de 20 ° C et à 50°C dans une pièce conditionnée à cet effet. Avant d'être testées, il convient de noter que toutes les éprouvettes ont été conditionnées dans une chambre thermique à la température souhaitée pendant 16 h avant les essais.

Afin d'obtenir un bon support pour les dalles, une plaque de caoutchouc de 50 mm d'épaisseur a été placée entre la base métallique et l'échantillon. Ce caoutchouc en néoprène a également un rôle pour maintenir l'échantillon à la position initiale après l'application de la charge cyclique, le néoprène est séparé en deux à l'endroit de la fissure induite dans l'éprouvette, facilitant ainsi l'initiation et la propagation ultérieure des fissures. Une double mesure de l'ouverture de la fissure a été enregistrée en utilisant deux capteurs de mouvement linéaire (LVDT) qui ont été installés sur les deux faces de l'échantillon à une distance de 10 mm au-dessus de l'interface. Au cours de l'essai, l'ouverture de la fissure a été mesurée à

différents moments, plus fréquemment au début de l'essai qu'à la fin, lorsque la croissance de la fissure était stabilisée.

IV.5.3 Résultats et discussions

IV.5.3.1 PRESENTATION DES RESULTATS

Les résultats expérimentaux sont illustrés dans les figures IV-24, IV-25 et IV-26. Ces courbes représentent la valeur moyenne de l'ouverture de la fissure mesurée dans les échantillons en fonction du nombre de cycles de charge pour chaque type d'échantillon. De plus, le tableau N° IV-11 présente l'ouverture de la fissure à la fin de la durée de vie de chaque dalle ainsi que les performances de chaque géogridle exprimées en pourcentage par rapport à l'échantillon de référence.

Au début de l'essai, l'ouverture de la fissure est similaire pour tous les échantillons. Cependant, au fur et à mesure de la progression de l'essai, on observe des comportements différents et des valeurs d'ouverture de fissure distinctes en fonction de la géogridle utilisée.

Au vu de ces résultats et dans le but de faire une analyse plus détaillée du comportement à long terme des géogridles, deux variables propres à chaque géogridle ont été prises en compte : le type de géogridle et sa valeur de résistance à la traction, en plus d'un variable exogène qui est la température ambiante.

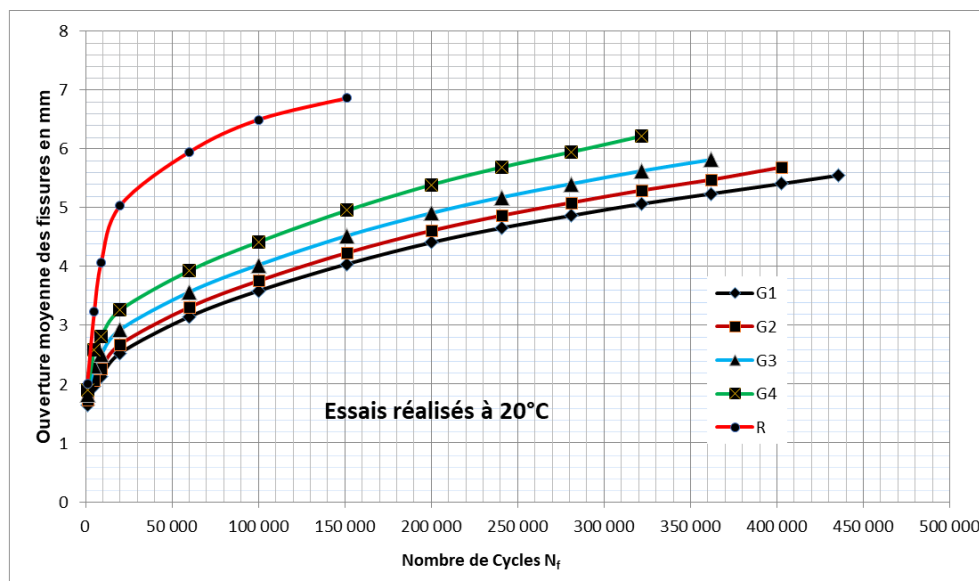


Figure IV.24- . Ouverture moyenne des fissures -Nombre de cycles (20°C).

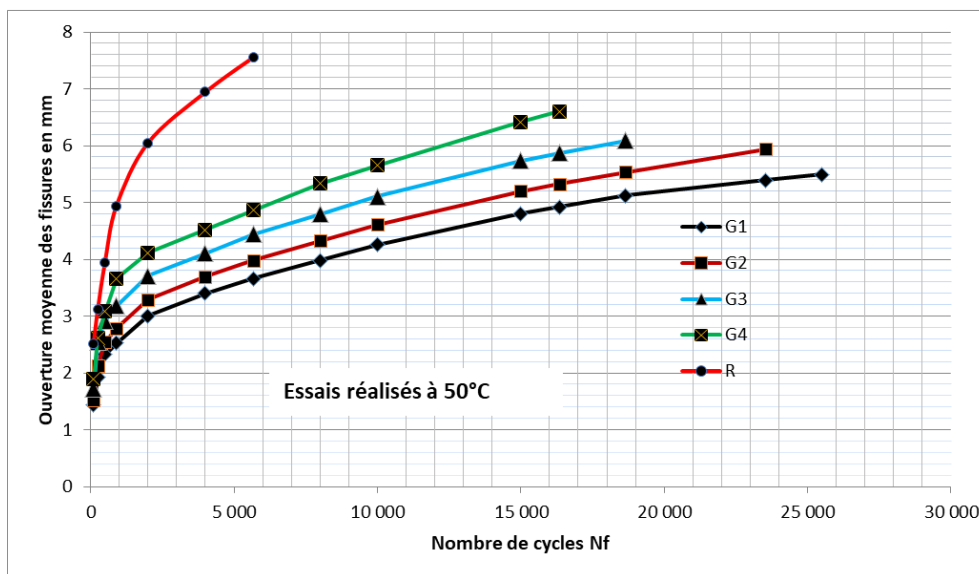


Figure IV.25- Ouverture moyenne des fissures- Nombre de cycles (50°C).

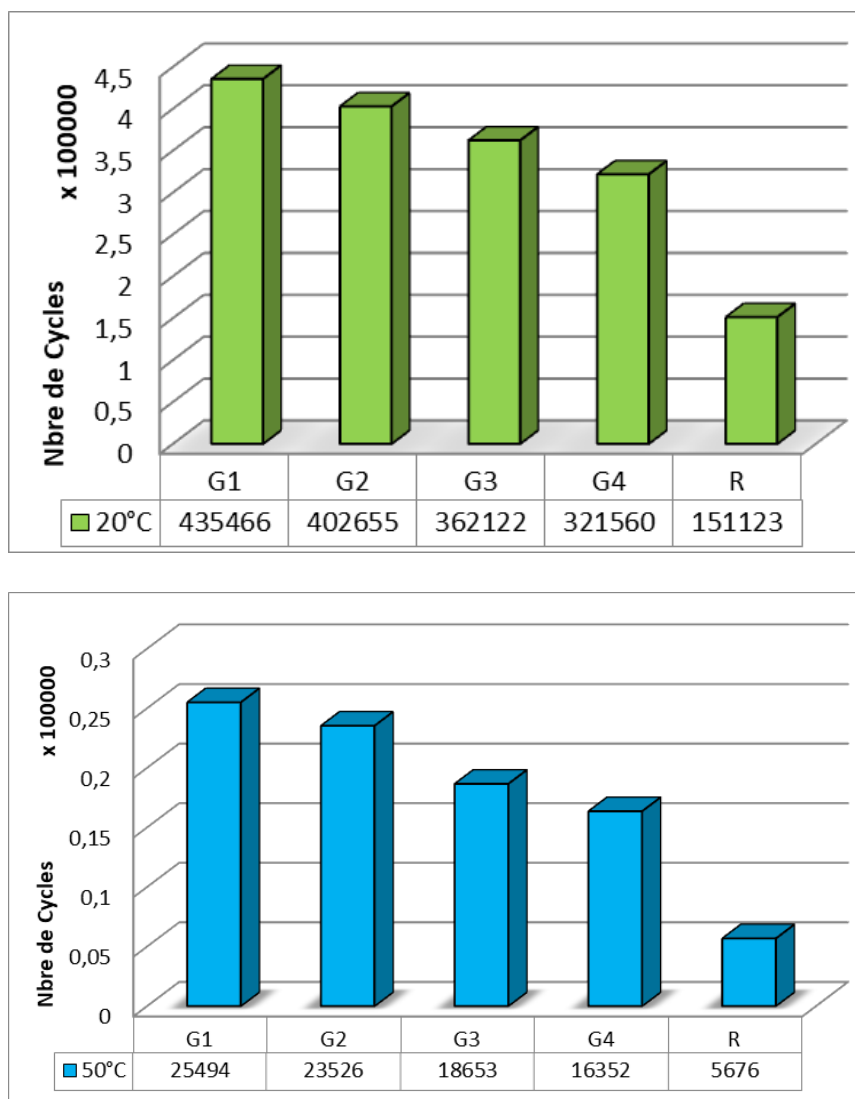


Fig. IV.26- Histogramme de la durée de vie des différents échantillons à 20 et 50°C.

Tableau IV.11- Récapitulation de la durée de vie et ouverture de fissure à la fin de la durée de vie des échantillons.

Géogridde	Essais à une température T= 20°C				Essais à une température T= 50°C			
	Nombre de cycles « N »	Ouverture de fissure « F »	% de N/Réf.	% de F/Réf.	Nbre de cycles « N »	Ouverture de fissure « F »	% de N/Réf.	% de F/Réf.
G1 80	435 466	5,5428	288 %	20 %	25 494	5,6936	450 %	25 %
G2 50	402 655	5,6821	266 %	17 %	23 526	5,9374	415 %	21 %
G3 50	362 122	5,8114	240 %	15 %	18 653	6,0949	329 %	19 %
G4 80	321 560	6,2088	213 %	9 %	16 352	6,6015	288 %	13 %
R	151 123	6,8545	Réf.	Réf.	5 676	7,5573	Réf.	Réf.



Fig. IV.27- Photo prise montrant l'évolution de la fissuration de la géogridde G4 (50°C).

IV.5.3.2 INFLUENCE DU TYPE DE LA GEOGRILLE

Les figures précédentes mettent en évidence une distinction claire entre les courbes des échantillons renforcés et la courbe de l'échantillon de référence "R". Cela démontre que toutes les géogrilles ont retardé la remontée des fissures et prolongé la durée de vie de la chaussée renforcée, mais à des degrés différents. En effet, le moins performant c'est le G4 (Géogridde doublé d'un géotextile). Le géogridde G4 présente une ouverture de fissure plus importante que les géogrilles G1, G2 et G3.

En outre, le comportement antireflet des géosynthétiques a été analysé en utilisant la valeur d'ouverture de fissure mesurée à la fin de l'essai comme valeur de comparaison de référence. Le tableau IV.11 montre les pourcentages de réduction de l'ouverture de fissure entre les différents géogrilles par rapport à l'échantillon témoin. Des différences significatives ont été observées entre les résultats. En effet, pour chaque géogridde, la réduction de l'ouverture des fissures, par rapport à l'échantillon de référence, variait entre 15% et 20% pour les géogrilles G1, G2 et G3, tandis que le géogridde G4 montrait une réduction de 9% à une

température ambiante de 20°C. Le géocomposite G4 a un comportement différent, en effet, on a remarqué une faible adhérence entre les couches, et par conséquent, une mauvaise performance en tant que système anti-remonté de fissures. Au contraire, dans le cas d'échantillons avec une géogridde comme G1 et G2 dans laquelle il y a une fine membrane qui fusionne avec la couche d'accrochage et s'intègrent dans la chaussée, ce qui offre une meilleure résistance à la remontée des fissures.

IV.5.3.3 INFLUENCE DE LA RESISTANCE A LA RUPTURE EN TRACTION DE LA GEOGRILLE

On peut également déduire que les géogrilles qui ont une résistance mécanique à la rupture plus élevée ne présentent pas toujours les meilleurs comportements contre la propagation des fissures. En effet, les dalles renforcées avec les géogrilles G1 et G4 qui ont une résistance à la rupture de 80 KN/m, le premier a présenté les meilleurs résultats et le deuxième a obtenu les résultats les plus faibles. Aussi les géogrilles G2 et G3 qui ont une résistance plus faible (50KN/m), ont présenté des résultats meilleurs que G4 dans la réduction de l'ouverture des fissures pendant l'essai. Cela suggère que la résistance à la traction joue un rôle significatif, mais elle n'est pas le facteur décisif dans le comportement ultérieur des géogrilles en tant que systèmes de prévention de la remontée des fissures.

IV.5.3.4 EFFETS DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE

Notre choix a été porté sur les températures de 20 °C et 50 °C afin de tenir en compte le phénomène du gradient thermique et de connaître l'effet de la température élevée sur les échantillons renforcés, sur leurs durées de vie et aussi sur l'adhésion entre les couches en présence de géogridde sous l'effet de la charge cyclique. D'après les résultats on peut conclure ce qui suit :

- L'augmentation de la température provoque la diminution de la durée de vie de tous les échantillons, néanmoins, le comportement et le classement restent inchangés. La géogridde la plus performante (G1) à 20°C reste également performante à 50°C, et le comportement des géogrilles demeure constant.
- En plus, à haute température, le renforcement par géogridde augmente d'une façon significative la durée de vie en comparaison avec l'échantillon témoin. En effet, la géogridde G1 a augmenté la durée de vie de 288% à 20°C contre 450% à 50°C et cette augmentation de performance à haute température reste valable pour les autres géogrilles.
- Aussi, à haute température, on enregistre une augmentation de l'ouverture des fissures entre 13 et 25% pour 50°C contre seulement 9 à 20% pour une température ambiante de 20°C.
- Concernant le phénomène de séparation entre les couches, on n'a pas enregistré de dissociation entre les couches que ce soit à 20 ou à 50°C sauf pour le type de géogridde doublé d'un voile de géosynthétique (G4) sur lequel on a remarqué une dissociation partielle au niveau du renforcement accompagnée de fissuration horizontale le long de l'interface géogridde – couche de renforcement.

IV.6 Conclusion

Le comportement anti-remonté des fissures des quatre différents géogrilles a été étudié expérimentalement à l'aide d'un nouveau essai (flexion soutenue) sous charge dynamique. L'étude a analysé les impacts du type de géogrille, de sa résistance à la rupture en traction et des variations de température sur la remontée des fissures. Sur la base des résultats présentés ci-dessus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Dans la quasi-totalité des essais, l'installation d'un géogrille au-dessus d'une couche fissurée et puis la mise en place d'une nouvelle couche de renforcement a retardé la remontée des fissures. En plus, l'ouverture des fissures est plus petite que
 - dans le cas des dalles témoins.
- Le type de la géogrille est une variable critique influençant le comportement des fissures. Les produits qui ont un géotextile dans leur structure étaient inférieurs aux géogrilles. En effet, le géotextile produit une discontinuité entre les couches de la chaussée, ce qui produit une faible valeur d'adhérence entre l'ancienne et la nouvelle couche.
- Aussi, il est prouvé que pour obtenir une bonne performance comme agent anti-remonté de fissures, les géogrilles doivent avoir une résistance à la traction élevée combinée avec une structure qui ne génère pas de discontinuité entre l'ancienne et la nouvelle couche de renforcement.
- L'inclusion de la géogrille dans les revêtements renforcés entraîne une augmentation significative des performances du revêtement. Les échantillons avec géogrilles incorporées ont surpassé les échantillons non renforcés en termes de résistance à la fissuration de 20 à 27% et une augmentation de la durée de vie jusqu'à 450%.
- La durée de vie de tous les échantillons diminue avec une température élevée, cependant, les échantillons renforcés ont une durée de vie plus élevée, pouvant être multipliée par 450% par rapport à l'échantillon témoin. De plus, la température élevée entraîne une ouverture plus importante des fissures.

PARTIE C- ANALYSE NUMERIQUE

CHAPITRE -V- MODELISATION DE L'ESSAI DE FATIGUE

V.1 Préambule

L'utilisation d'un outil de modélisation numérique adapté est essentielle pour valider et interpréter les résultats des essais de remontée des fissures effectués à l'aide de la flexion supportée. Ce type d'outil permet de reproduire fidèlement ces essais en simulant les conditions de chargement et les propriétés du matériau. En fournissant des résultats fiables et exploitables, la modélisation numérique facilite une interprétation détaillée de l'essai étudié.

L'avantage de la modélisation numérique réside dans sa capacité à analyser en profondeur les mécanismes qui contribuent à la formation et à la propagation des fissures. En utilisant des modèles mathématiques et des algorithmes sophistiqués, il est possible de simuler les réponses mécaniques du matériau et d'obtenir des données précises sur les déformations, les contraintes. Ces informations permettent de mieux comprendre le comportement du matériau et d'identifier les facteurs clés qui influencent la remontée des fissures.

En résumé, l'utilisation d'un outil de modélisation numérique approprié offre une approche complémentaire et précieuse pour valider et interpréter les essais de remontée des fissures réalisés par flexion supportée. En combinant les résultats expérimentaux avec les simulations numériques, il est possible d'obtenir une compréhension approfondie du phénomène étudié, ce qui facilite la prise de décision et l'optimisation des stratégies de prévention et de réparation des fissures dans les infrastructures routières.

La modélisation par éléments finis (MEF) a été réalisée dans le cadre de cette étude, pour améliorer la compréhension de la déflexion, ainsi que la répartition des contraintes et des déformations dans les chaussées fissurées renforcées avec géogrid en comparaison avec la chaussée non renforcée de géogrid. Une bonne modélisation basée sur des essais de laboratoire judicieusement planifiés permettra d'appliquer le modèle à d'autres projets de renforcement sous d'autres conditions.

La modélisation a été effectuée à l'aide d'un programme commercial d'éléments finis Ansys 2021 R2 (version Workbench). C'est un code qui est basé sur la méthode des éléments finis, il calcule principalement pour la résolution des problèmes physiques complexes. Il comprend :

- ANSYS DesignModeler, CAO – Création de la géométrie.
- ANSYS Meshing, utilisé pour le Maillage
- ANSYS Fluent, Mise en données et simulation. Résultats CFD
- CFDPost, Post-traitement.

V.2 Modèle et Analyse numérique

V.2.1 Modèle et éléments d'analyse

Une modélisation numérique tridimensionnelle (3D) utilisant la méthode des éléments finis (FEM) a été développée à l'aide d'un logiciel commercial adapté qui est basé sur la saisie des caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle expérimental et de la géogrid insérée [74, 75]. Quatre types d'éléments ont été choisis pour modéliser la section du spécimen (dalle). Il s'agit des plaques de néoprène (ou ceci est la plaque de néoprène) à la base (similaire à un sol élastique), puis de la 1ère couche d'asphalte (béton

bitumineux) placée au fond, de la feuille de géogridde et de la 2ème couche placée sur la géogridde. Ces éléments ont été exprimés dans le logiciel selon les critères du modèle de Mohr-Coulomb (Figure V.1). Ce modèle est utilisé pour modéliser les matériaux granulaires et les agglomérats lâches, dont les paramètres de résistance des matériaux qui sont supposés dans l'analyse de Mohr-Coulomb, consistent en la densité (d), le module d'élasticité en vrac (K), le module d'élasticité en cisaillement (G), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (ϕ), l'angle d'expansion (Ψ), et le coefficient de cohésivité (C). L'élément choisi pour la géogridde est un élément bloc élastique linéaire unidimensionnel. Le modèle d'éléments finis a été validé par comparaison avec les résultats de l'étude expérimentale sur un ensemble d'essais en laboratoire [76]. La géométrie, la simulation de la couche de support, ainsi que la propagation de la pré-fissuration sont similaires à celles du travail expérimental développé (Figures V.2 et V.3).

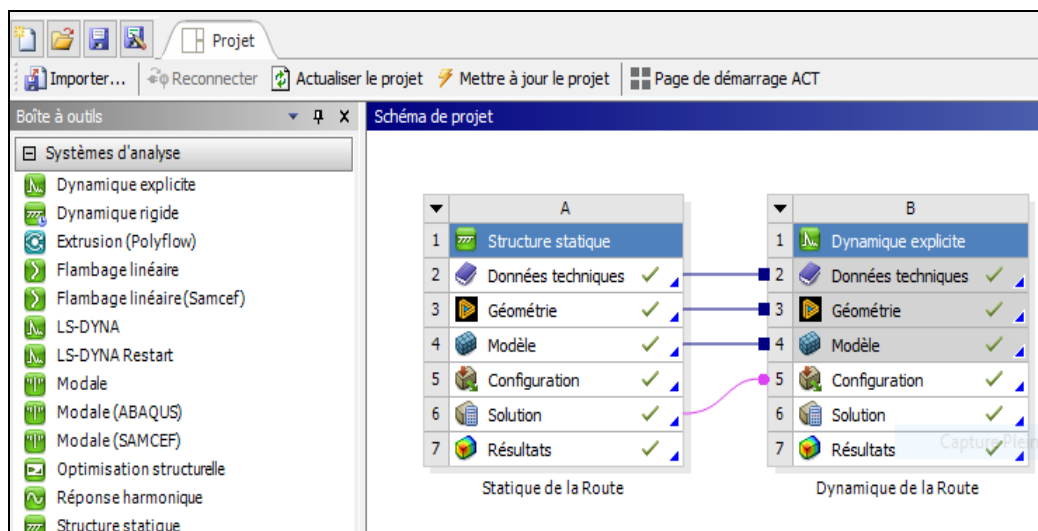


Figure V.1- Interface Graphique d'Ansys Workbench

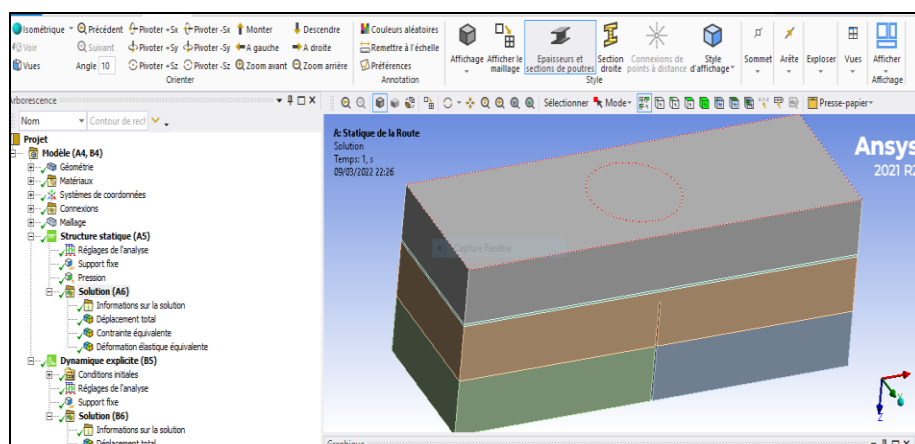


Figure V.2- Modèle structural tridimensionnel de l'essai flexion supportée.

Pour l'application de la charge statique, ainsi que pour l'analyse dynamique, une géométrie circulaire a été prise comme surface de contact. Des analyses de maillage et de convergence ont été réalisées en testant les différents modèles. Puisqu'il s'agit des dimensions de la dalle et pour modéliser la pression de contact charge/chaussée, on a pris un cercle comme surface de contact, ou on a appliqué la charge statique pour le mode statique et une charge cyclique pour le mode dynamique. Des analyses de maillage et de convergence ont été effectuées en testant les différents modèles.

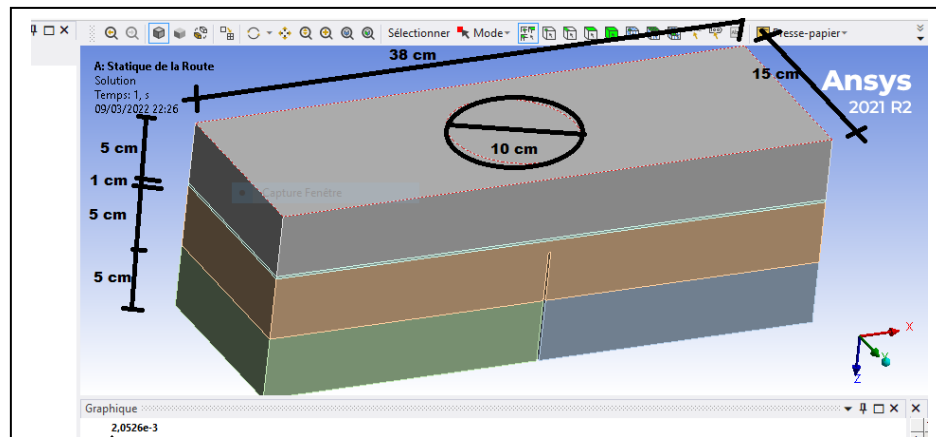


Figure. V.3- Modèle choisi pour l'analyse numérique

V.2.2 Choix des propriétés des matériaux

Le module complexe des matériaux bitumineux (BBSG) a été mesuré en laboratoire conformément à la norme "NF EN 12697-26", déjà citée. La détermination du module complexe a été faite, par l'utilisation de deux essais différentes, l'essai de traction indirecte et l'essai de flexion deux points. Les courbes maîtresses du BBSG permettent d'établir que le module de rigidité de la couche de renforcement doit être considéré environ de 7000 MPa. Concernant le module complexe de l'ancienne couche du BBSG, et vu qu'elle est fissurée, une valeur de 5000 MPa a été adoptée.

Les propriétés mécaniques des quatre éléments introduits dans le modèle sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1- Propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Propriétés					
	Température à 20°C			Température à 50°C		
	Densité	E (MPa)	Coefficient de Poisson (ν)	Densité	E (MPa)	Coefficient de Poisson (ν)
Plaque néoprène (50 mm)	2 790	1 100	0.49	2 790	1 100	0.49
Couche BBSG ancien (Couche1/ 50 mm)	2 100	5 000	0.35	2 100	1 030	0.45
Géogrid	1 100	800	0.30	1 100	800	0.45
Couche BBSG de renforcement (Couche2 /50 mm)	2 200	7 000	0.35	2 200	1 200	0.45

La modélisation a été effectuée afin de mieux comprendre la déflexion et la répartition des contraintes et des déformations et la durée de vie et de comparer les résultats avec ceux de la campagne expérimentale. On prendra les cas de figures suivants :

- ✓ Chaussée non renforcée à température de 20°C en mode de chargement statique et dynamique ;
- ✓ Chaussée renforcée par géogridde à température de 20°C en mode de chargement statique et dynamique ;
- ✓ Chaussée non renforcée à température de 50°C en mode de chargement statique et dynamique ;
- ✓ Chaussée renforcée par géogridde à température de 50°C en mode de chargement statique et dynamique.

V.3 Résultats de l'analyse numérique

Les figures ci-dessous illustrent les résultats obtenus à partir de la modélisation. On y trouve les déplacements, les contraintes et les déformations, après renforcement et selon l'axe principal de chargement (statique et dynamique). Les valeurs obtenues indiquent que les géogriddes ont provoqué une diminution des déplacements, des déformations verticales et des contraintes, lorsqu'elles sont placées à la profondeur de la chaussée. Pour la charge statique (Figures V.4, V.5 et V.6), à la température de 20°C et en plaçant la géogridde à 50 mm de profondeur, la déformation est d'environ 3,52 μm , alors qu'elle diminue à 2,67 μm , soit une réduction de 32%. En ce qui concerne le déplacement de la dalle, nous avons trouvé une valeur de 0,01125 mm (avant renforcement) et de $9,4 \times 10^{-3}$ mm (après renforcement), soit une réduction de 19%. Ceci est également confirmé pour les contraintes, nous avons trouvé un gain de 14,3% (0,541 MPa avant renforcement et 0,473 après renforcement).

Ainsi, le choix du meilleur type de géogridde (G1) et le placement optimal de cette géogridde, qui est située au bas de la couche de base (plaque de néoprène), ont permis d'obtenir ces résultats positifs. Des conclusions similaires ont été tirées par d'autres recherches antérieures, telles que celles de : Al-Azzawi [77], Correia [78] et Rahman [79], qui ont étudié la flexibilité des chaussées souples en utilisant la modélisation par éléments finis. Les mêmes conclusions sont tirées en introduisant la température de 50°C, avec des réductions des gains de déformation (26% de gain), de déplacement (13% de gain) et de contrainte (7,5% de gain). L'augmentation de la température a réduit le gain fourni par l'avantage de l'insertion de la géogridde.

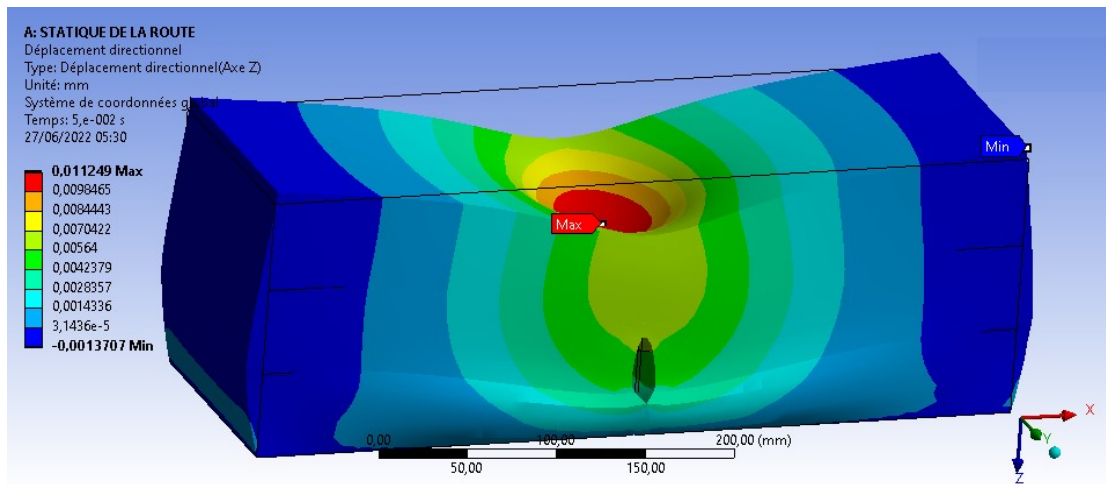


Figure V.4- Déplacement vertical (charge statique)

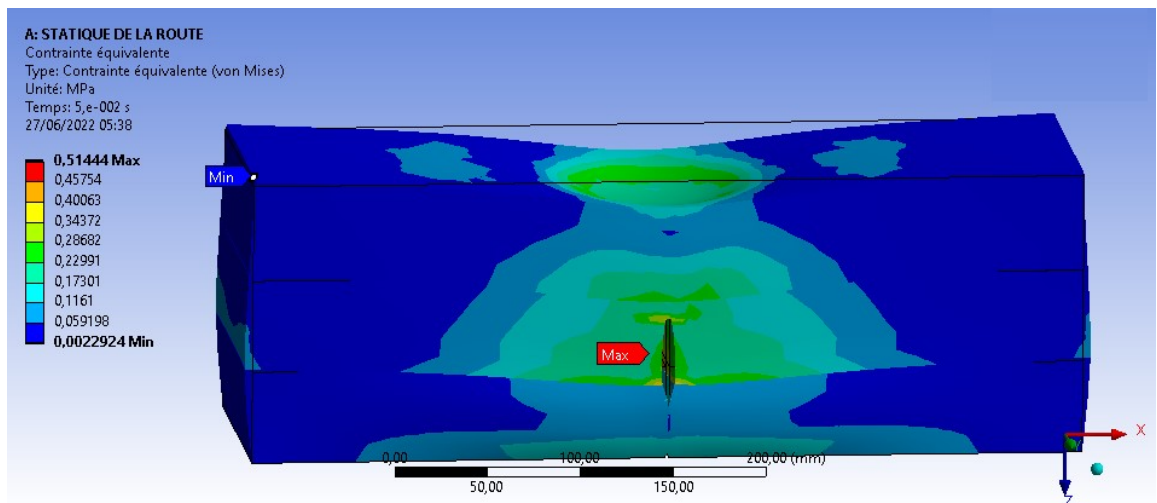


Figure V.5- Etat des contraintes sous charge statique

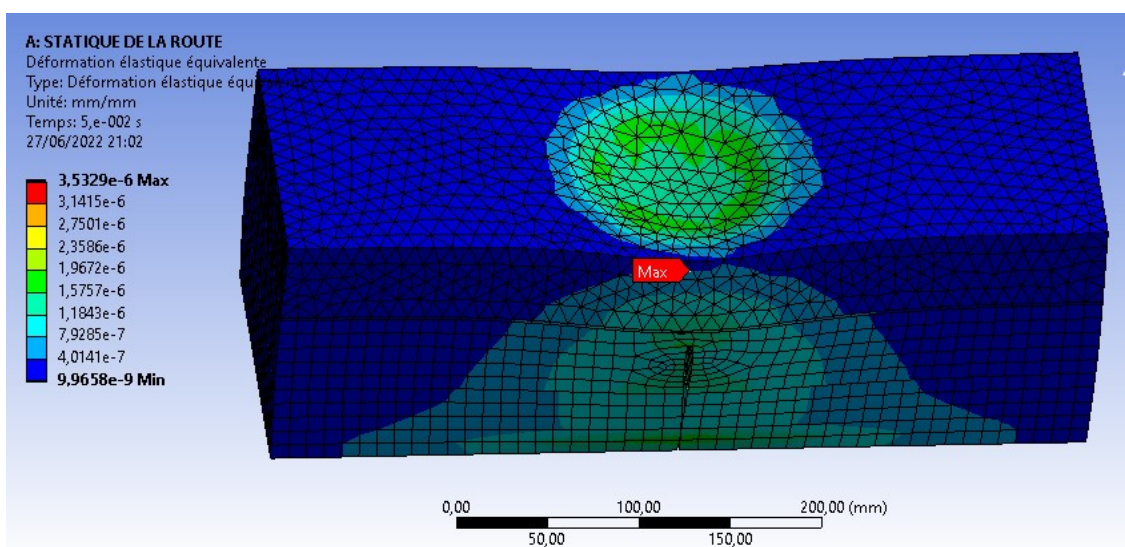


Figure V.6- Etat des déformations sous charge statique

Numériquement, pour le chargement dynamique (analyse modale) et en simulant le chargement cyclique appliqué dans l'expérience, on observe, en examinant les résultats précédemment établis (Figures V.7, V.8 et V.9), que l'insertion de la géogridde, accorde un gain pour le comportement de la chaussée renforcée et que le type de chargement, influence les valeurs des déplacements, déformations et contraintes, aux points d'application des charges sur la chaussée. Ceci est confirmé pour la déformation, de valeur $154\text{ }\mu\text{m}$, pour le cas dynamique et seulement $3.52\text{ }\mu\text{m}$ pour le cas statique.

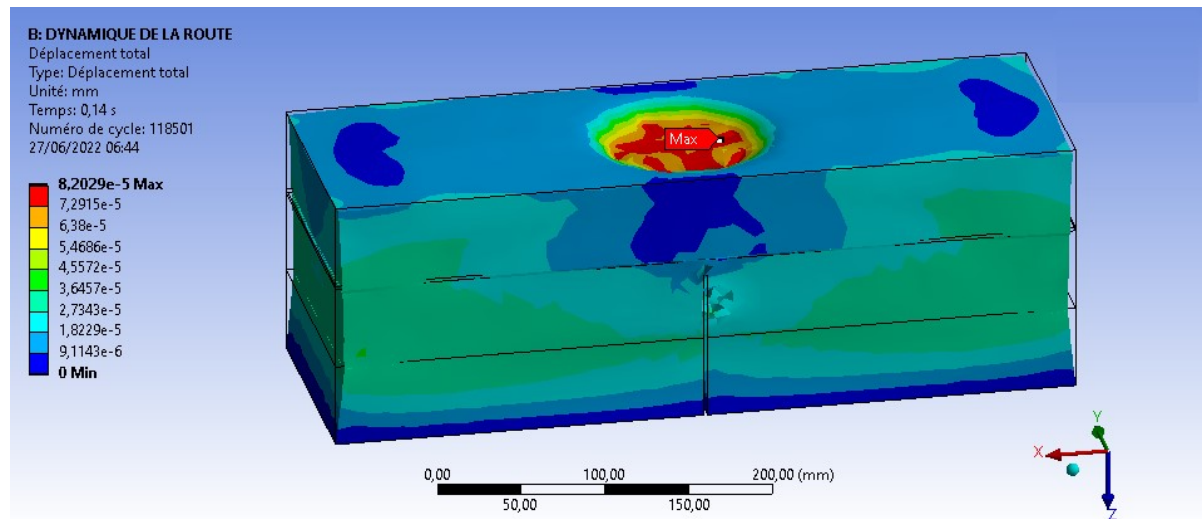


Figure V.7- Déplacement vertical (charge dynamique)

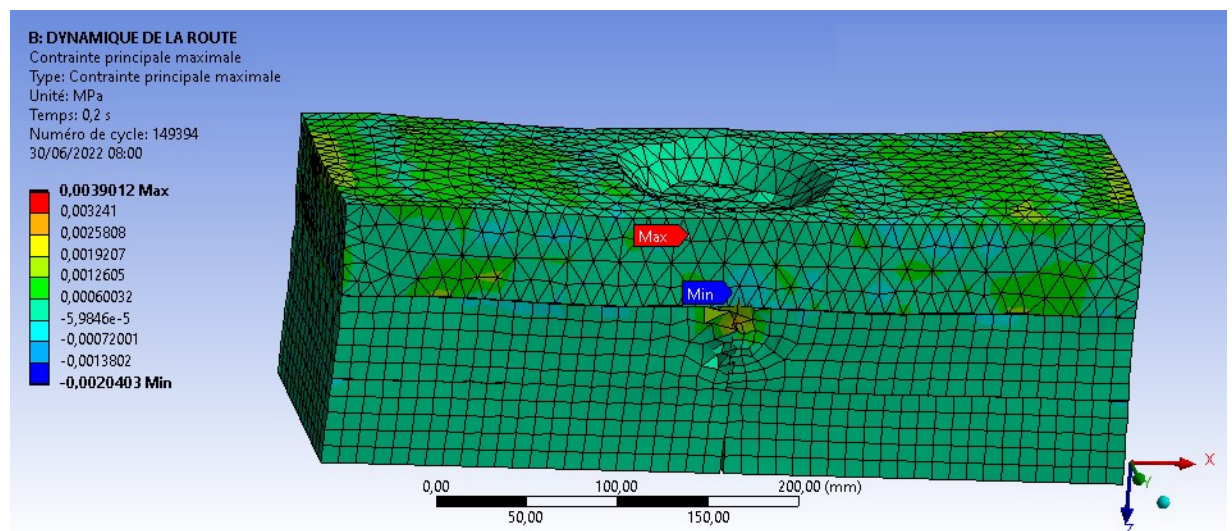


Figure V.8- Etat des contraintes sous charge dynamique

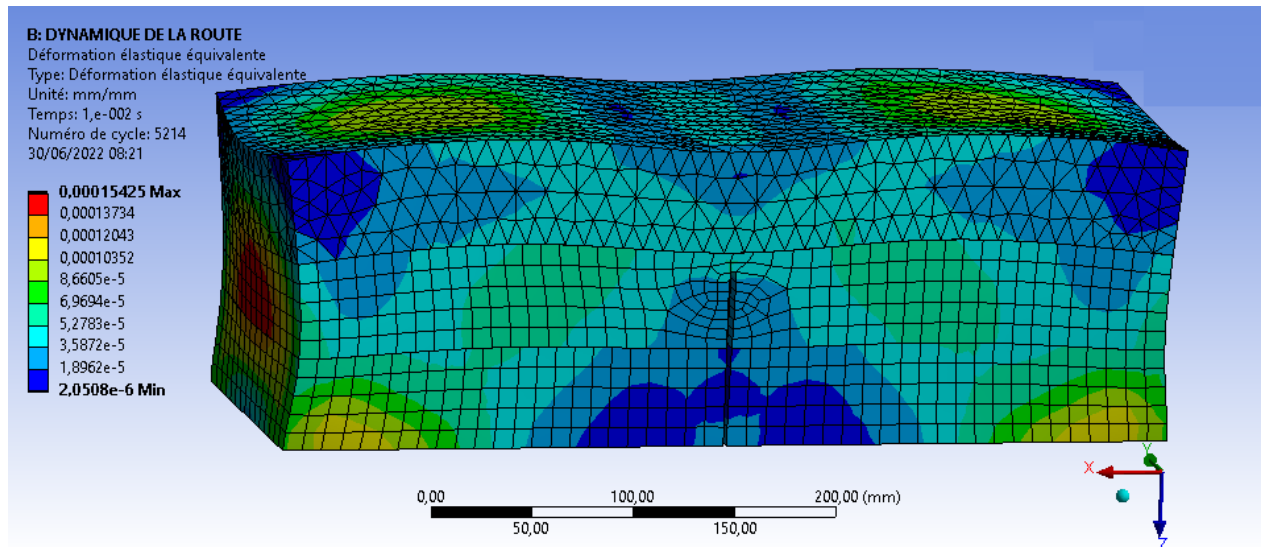


Figure V.9- Etat des déformations sous charge dynamique

En effet, pour les deux chargements (statique et dynamique) et la simulation de la charge cyclique appliquée dans l'expérience, les résultats ont montré que la valeur maximale se situe juste au-dessus de la fissure (au niveau de la géogrid) à la base de la couche de renforcement. Cette déformation en traction doit être prise en charge par la géogrid lorsqu'elle atteint un certain niveau compatible avec la limite d'élongation de la géogrid. On constate également que les déformations maximales occupent le voisinage de la fissure, ce qui crée des microfissures qui se transforment en fissures longitudinales et transversales qui, à leur tour, remontent à la surface. On constate que pour la simulation dynamique d'un échantillon sans géogrid, la valeur est supérieure à celle de l'état statique avec géogrid ($154\mu\text{m}$), ce qui indique que le renforcement par géogrid réduit la déformation de manière très significative, 44 fois plus favorable pour le cas dynamique que pour le cas statique.

Le déplacement est réduit de $0,01125\text{ mm}$ (pour le cas statique) à $8,263 \times 10^{-3}\text{ mm}$ (pour le cas dynamique). Enfin, la contrainte subit une diminution lors du chargement dynamique et obtient une valeur de $0,0639\text{ MPa}$ contre $0,5144\text{ MPa}$ pour le cas statique. On note également que la température, que ce soit pour le chargement dynamique ou statique, a la même influence directe sur la longévité (durée de vie) des chaussées. Ceci a été confirmé par les travaux d'Abu El-Maaty [80].

V.4 Comparaison expérimentale – numérique

La comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques, dans le cas d'une chaussée comportant deux couches d'asphalte et une couche de base avec l'insertion d'une couche de géogrid de quatre types différents, a été réalisée en simulant une dalle d'asphalte à l'aide d'un logiciel pratique d'éléments finis en 3D. Les résultats ont montré que la différence entre les valeurs numériques prédites et les résultats expérimentaux ne dépassait pas 5%. Il convient de noter que cette différence peut être encore réduite, notamment en tenant compte des comportements non linéaires des matériaux utilisés [81].

Compte tenu du choix du modèle, du type de chargement statique et cyclique (fatigue) ainsi que des hypothèses de comportement linéaire des matériaux des couches de chaussée, la mesure des déflexions, des déplacements et des contraintes, ainsi que la durée de vie en nombre de cycles, a été bien réalisée numériquement. Une lecture numérique (comparaison entre l'expérimental et le numérique), montre que le nombre de cycles augmente de 3,23% pour l'éprouvette non renforcée (à 20°C) et de 1,23% pour l'éprouvette renforcée à la même température, en faveur du résultat expérimental. De même, ce nombre de cycles augmente de 4,84% pour l'éprouvette non renforcée (à 50°C) et de 3,16% pour l'éprouvette renforcée par une géogridde à la même température. De plus, le nombre de cycles (numériquement ou expérimentalement) augmente, en cas de renforcement, de 288% (à 20°C) et de 450% (à 50°C).

Les résultats obtenus démontrent que l'utilisation d'une géogridde (indépendamment de son type) à un emplacement optimal augmente la durée de vie de la structure (le nombre de cycles augmente). Cependant, il est important de noter que des températures élevées (notamment dans les zones arides) peuvent avoir un impact néfaste et réduire la durée de vie de la couche de roulement et par conséquent, celle de la chaussée dans son ensemble.

Le tableau ci-dessous (Tab.5) présente toutes les valeurs trouvées concernant le nombre de cycles, dans les deux cas d'échantillons non renforcés et renforcés avec la géogridde G1 optimale.

La présence de la géogridde a considérablement prolongé la durée de vie en conditions de fatigue, augmentant celle-ci d'environ 3 fois à une température de 20°C et environ 5 fois à 50°C. Ces résultats sont cohérents avec les études réalisées par Chang et al. en 1999 [82] et Akrama et al. en 2022 [83].

Tableau V.2- Comparaison expérimental-numérique

Désignation	Durée de vie N_f (Nombre de cycles)		Comparaison
	Résultats expérimentaux	Résultats numériques	Ecart (%)
Spécimen non renforcé (T=20°C)	151 123	146 394	3.23%
Spécimen renforcé avec G1 (T=20°C)	435 466	428 476	1.63%
Spécimen non renforcé (T=50°C)	5 676	5 414	4.84%
Spécimen renforcé avec G1 (T=50°C)	25 494	24 715	3.16 %

V.5 Conclusion

Le comportement anti-remonté des fissures des quatre différents géogrilles a été étudié expérimentalement à l'aide d'un nouveau essai (flexion soutenue) sous charge cyclique de fatigue. L'étude a analysé les impacts du type de géogrille, de sa résistance à la traction et de la variation de température sur la remontée des fissures. Les résultats obtenus ont été rigoureusement validés à l'aide d'une modélisation numérique utilisant la méthode des éléments finis. Sur la base de ces résultats, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Dans la quasi-totalité des essais, l'installation d'un géogrille au-dessus d'une couche fissurée et puis la mise en place d'une nouvelle couche de renforcement a retardé la remontée des fissures. En plus, l'ouverture des fissures se réduit de plus avec un bon choix du type de géogrille ;
- Le choix de la position la plus optimale et du type de géogrille, sont des variables critiques influençant sur le comportement global de la longévité du spécimen testé et afin d'éviter une faible adhérence entre l'ancienne et la nouvelle couche, il faut une bonne mise en œuvre et un choix adéquat de la couche d'émulsion ;
- L'inclusion de la géogrille dans les revêtements renforcés entraîne une augmentation significative des performances du revêtement. Les échantillons avec géogrilles incorporées ont surpassé les échantillons non renforcés en termes de résistance à la fissuration de 20 à 27% et une augmentation de la durée de vie jusqu'à 450% (presque 5 fois plus) ;
- La haute température provoque une chute de la durée de vie de tous les échantillons, néanmoins, les échantillons renforcés ont la durée de vie plus longue qui peut éteindre 3 à 5 fois par rapport à l'échantillon témoin. Aussi la haute température provoque une ouverture plus grande des fissures.
- L'analyse numérique par la méthode des éléments finis, a prouvé que le modèle choisi concorde parfaitement avec la réalité du l'échantillon testé. Des variations en écart de 3 à 5% restent très performantes et cet écart peut être réduit en cas du choix du comportement non linéaire des matériaux utilisés (béton d'asphalte, couche de base, etc.).

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Les résultats présentés dans cette thèse ont conduit à plusieurs conclusions importantes. En effet, cette recherche a examiné comment la présence d'une géogrid affecte le comportement en fatigue des chaussées souples construites avec un béton bitumineux semi-grenu de type BBSG classe 0/14.

Pour mener à bien cette étude, une approche combinant une campagne expérimentale et la modélisation aux éléments finis a été utilisée. La campagne expérimentale comprenait 20 essais de fatigue en flexion supportée, permettant d'évaluer le comportement du matériau dans des conditions réelles de chargement et de fatigue. Ces essais ont fourni des données précieuses sur la résistance et la durabilité du béton bitumineux semi-grenu de type BBSG.

Parallèlement, des essais spécifiques ont été réalisés pour déterminer le module de rigidité du BBSG. Ces essais ont permis de caractériser les propriétés mécaniques du matériau. Ces informations ont été essentielles pour la modélisation aux éléments finis, qui a été utilisée pour simuler et analyser le comportement de la structure routière dans différentes conditions de charge (statique et dynamique) et de fatigue.

En combinant les résultats des essais expérimentaux et les simulations numériques, cette étude a pu fournir une compréhension approfondie du comportement du BBSG et de son interaction avec les charges et les contraintes induites par le trafic routier. Ces connaissances ont jeté les bases pour proposer des solutions efficaces visant à améliorer la durabilité et la performance des chaussées souples renforcées par géogrids.

Des essais de fatigue ont été réalisés sur des poutres en béton bitumineux non-renforcé (BBSG) ainsi que sur des poutres renforcées par quatre géogrids composites. Les dimensions des poutres étaient de 380 x 150 x 100 mm³. Les essais ont été effectués à l'aide d'un banc de fatigue qui appliquait des sollicitations dynamiques sur des dalles soumises à une flexion soutenue. Il convient de noter que ces essais représentent les premiers du genre en Algérie, où des poutres bitumineuses renforcées par des géogrids ont été soumises à des essais de fatigue soutenue.

La remontée des fissures des couches inférieures vers la couche de roulement est un mécanisme de détérioration qui diminue la durée de vie de la route et provoque également de l'inconfort pour les usagers de la route.

Donc empêcher les fissures d'atteindre la surface de la structure permet effectivement de prolonger sa durée de vie. En empêchant les fissures de se propager jusqu'à la surface, on préserve l'intégrité structurelle et on évite les problèmes qui pourraient se produire, tels que l'infiltration d'eau et la dégradation accrue des couches supérieures. Cela permet non seulement d'augmenter la durabilité de la structure, mais aussi de réduire les coûts de d'entretien à long terme et d'améliorer le confort des usagers de la route en minimisant les vibrations et les inégalités de la surface de roulement.

Afin de prévenir ou retarder la propagation des fissures à travers la couche de surface des chaussées, il est essentiel de comprendre le processus de fissuration. Cela permet de proposer des solutions appropriées. Parmi ces solutions, il est possible d'intervenir au niveau de l'interface, en modifiant le comportement du complexe interface-couche de surface. C'est cette dernière solution qu'on a développé le long de notre thème d'étude.

Nous avons commencé notre travail par le choix de ces interfaces à introduire entre la nouvelle couche de renforcement en BBSG0/14 et l'ancienne couche en BB fissurée. Les quatre géogrilles choisies ont subi des essais de vérification de leurs caractéristiques techniques. Les essais de traction à bandes larges réalisés en laboratoire selon la norme NF EN 10319 ont permis d'obtenir des valeurs moyennes pour chaque géogrille, accompagnées d'un écart type représentant la dispersion des valeurs et d'un coefficient de variation exprimant l'écart type en pourcentage par rapport à la moyenne. Les valeurs moyennes ont été comparées aux caractéristiques spécifiées dans la fiche technique de chaque géogrille, qui fournit une valeur nominale avec une tolérance de $\pm 10\%$ dans les sens de production et transversal. Il a été constaté que la quasi-totalité des valeurs de résistance, dans les deux sens, se situaient dans la plage de variation des valeurs obtenues lors des essais en laboratoire. Concernant les autres spécifications de nos quatre géogrilles (masse surfacique, déformation à l'effort maximal) les valeurs mesurées sont aussi conformes aux fiches techniques.

Les performances anti-remontée des fissures des quatre types de géogrilles ont été étudiées de manière expérimentale à l'aide d'un nouvel essai appelé "flexion soutenue" soumis à des charges cycliques de fatigue. L'étude a analysé les effets du type de géogrille, de sa résistance à la rupture en traction et de l'influence des variations de température sur la remontée des fissures. La validation des résultats expérimentaux a été minutieusement effectuée par la modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments finis. Ainsi, le comportement anti-fissuration des quatre types de géogrilles a été étudié expérimentalement à l'aide d'un nouvel essai de flexion soutenue soumis à des charges cycliques de fatigue.

L'étude a examiné les effets du type de géogrille, de la résistance à la traction et de l'effet de la variation de température sur la croissance des fissures. La validation des résultats expérimentaux a été soigneusement réalisée par modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments finis. Les résultats de cette étude permettent d'aboutir aux conclusions suivantes :

- 1/ Dans la quasi-totalité des essais effectués, l'incorporation d'une géogridde sur une couche comportant des fissures, combinée à l'ajout d'une nouvelle couche de renforcement, a démontré sa capacité à retarder la propagation des fissures. De plus, le choix adéquat du type de géogridde a également permis de réduire l'ouverture de la fissure ;
- 2/ Le choix de la position la plus optimale et le type de géogridde sont des variables critiques qui influencent le comportement global de l'échantillon testé. Par conséquent, afin d'éviter une mauvaise adhérence entre l'ancienne et la nouvelle couche, une bonne mise en œuvre et un choix adéquat de la couche d'émulsion sont nécessaires ;
- 3/ L'intégration de géogrilles dans les chaussées renforcées entraîne une amélioration notable des performances mécaniques de la chaussée. Les échantillons avec géogrilles incorporées sont plus performants que les échantillons non renforcés en termes de résistance à la fissuration (de 20 à 27 %) et d'augmentation de la durée de vie jusqu'à 450 % ;
- 4/ Les températures élevées réduisent la durée de vie de tous les échantillons, cependant, les échantillons renforcés présentent la durée de vie la plus longue, pouvant être multipliée par 3 ou 5 par rapport à l'échantillon de contrôle. Par ailleurs, les températures élevées entraînent une augmentation de l'ouverture des fissures ;
- 5/ L'analyse numérique par la méthode des éléments finis (FEM) a prouvé que le modèle choisi est en parfaite concordance avec la réalité de l'échantillon testé. Des variations d'écart de 3 à 5% sont encore excellentes ; de plus, cet écart peut être réduit dans le cas du choix du comportement non linéaire des matériaux utilisés (béton bitumineux, couche de base, etc.) ;
- 6/ Ce type de travail peut être étendu à d'autres problèmes et applications, tels que les pistes d'aérodrome et les routes, qu'elles soient des chaussées souples ou rigides. Cette approche peut avoir des avantages considérables en termes d'économie pour les projets de modernisation.

Des améliorations sont indéniablement nécessaires dans le domaine de la conception, de l'entretien et du renforcement des chaussées. En connaissant les caractéristiques des matériaux et leur comportement mécanique, il devient possible d'identifier, mesurer et décrire l'état de dégradation d'une chaussée, ainsi que de choisir les interventions les plus appropriées et de prédire leur durée de vie future.

Cette thèse a analysé le comportement en fatigue d'un matériau composite constitué de béton bitumineux renforcé par une géogridde, et a évalué les avantages du renforcement en termes de fatigue par rapport au comportement du béton bitumineux non renforcé. Cette étude marque une avancée dans la recherche sur les chaussées, où l'utilisation de matériaux composites de ce type est de plus en plus courante. Ainsi, notre étude constitue un support précieux pour la mise en œuvre de solutions d'entretien ou de renforcement des chaussées existantes, où l'utilisation de la géogridde étudiée est prévue pour renforcer la couche de surface en béton bitumineux contre la remontée des fissures suite à la fatigue.

Pour les recommandations et perspectives futures :

- Cette étude sur la remontée des fissures constitue une étape importante, mais elle nécessite des compléments. Dans ce contexte, nous suggérons les perspectives suivantes pour des travaux futurs :
- Vu le gradient thermique très important dans notre pays, et surtout dans le sud, un travail sur l'impact de la fatigue thermique reste donc à accomplir. Une étude qui simule de manière précise les cycles thermiques quotidiens, saisonniers et annuels, et évaluer leur impact sur le renforcement en géogridde des chaussées. Il est également important d'étudier l'incidence de ces cycles thermiques sur l'évolution des propriétés viscoélastiques linéaires initiales du bitume. Ces travaux permettront de mieux comprendre les effets à long terme du climat et des variations de température sur le comportement et la durabilité des chaussées renforcées par des géogriddes.

En fin, il est essentiel d'entreprendre des recherches sur l'adhérence des couches d'enrobé à l'interface de la géogridde. Des essais doivent être réalisés pour évaluer le niveau de collage entre la géogridde et l'enrobé. Ces connaissances sont indispensables pour modéliser efficacement cette partie de l'interface, qui a un impact significatif sur les résultats des calculs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ministère des Travaux Publics (2010), Atlas Aéroportuaire et Routier, Version zéro, 156 pages, Alger, Algérie.
- [2] Abdessemed M., Bazzine R. & Kenai S. (2022), Application of the Synthetic Geocomposites in the Arid Zones for Rehabilitation of the Flexible Pavements Road Experimental Analysis, RILEM International Symposium on Bituminous Materials, ISBM 2020: Proceedings of the RILEM International Symposium on Bituminous Materials, pp. 279–284.
- [3] Chen A., Zhao Y., Li P., Li Y., Monketh M. & Guo P. (2020), Crack propagation prediction of asphalt pavement after maintenance as a function of initial cracks distribution, Construction and Building Materials, Vol. 231 (117157), <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117157>.
- [4] Fallah Sh. & Khodaii A. (2015), Reinforcing overlay to reduce reflection cracking; an experimental investigation, Geotextiles and Geomembranes, Vol.43, Issue 3, pp.216-227.
- [5] Guo S., Xu Zh, Li Zh, Zhu P. (2022), Detection and Characterization of Cracks in Highway Pavement with the Amplitude Variation of GPR Diffracted Waves: Insights from Forward Modeling and Field Data, Remote Sens (MPDI), 14(4), 976. <https://doi.org/10.3390/rs14040976>.
- [6] Khodaii A., Fallah S. & Moghadas Nejad F. (2009), Effects of geosynthetics on reduction of reflection cracking in asphalt overlays, Geotextiles and Geomembranes, Vol.27, Issue 1, pp.1-8.
- [7] Abdessemed M., Kenai S. & Bali A. (2015), Experimental and numerical analysis of the behavior of an airport pavement reinforced by geogrids, Construction and Building Materials, Vol.94, pp. 547-554. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.037>.
- [8] Direction des Routes, Ministère des Travaux Publics (2021), Recensement du réseau routier en Algérie, 135 pages, Alger, Algérie.
- [9] Myers L.A. & Roque R. (2002), Top –Down Crack Propagation in Bituminous Pavements and Implication for Pavement Management, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Vol.71, pp.651-670. https://www.asphalttechnology.org/site_page.cfm.
- [10] Sharbaf M.R. & Ghafoori N. (2021), Laboratory evaluation of geogrid-reinforced flexible pavements, Transportation Engineering, Vol.4. <https://doi.org/10.1016/j.treng.2021.100070>.
- [11] Zhao F.X, Shang H.Y. (2021), Role of transportation network on population distribution evolution, Physica A: Statistical Mechanics and its Applications, Vol. 577. <https://doi.org/10.1016/j.physa.2021.126076>.
- [12] Ministère des Travaux Publics, Direction des routes et Autoroutes (2022), Réseau économique de base, Rapport statistique du réseau routier en Algérie, 150 pages, Alger, Algérie.

- [13] Afnor Editions, Norme NF P98-086 (2019), Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves, 107 pages.
- [14] Brochard D. et al.. (2003), Catalogue des chaussées, Guide technique pour l'utilisation des matériaux régionaux, Direction Régionale de l'Équipement d'Ile-de-France, 108 pages.
- [15] Liu Y., Su P., Li M., You Z., Zhao M. (2020), Review on evolution and evaluation of asphalt pavement structures and materials, Journal of Traffic and Transportation Engineering, Vol.7, Issue, pp.573-599. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.05.003>.
- [16] Kim R. (2009), Modeling of asphalt concrete, eBook McGraw-Hill Company, DOI: 10.1036/007146462X, 29 pages..
- [17] Mandel J. (1955), Les corps viscoélastiques à comportement linéaire - Comptes rendus de l'Académie des Sciences, Tome 241, pp. 1910-1912, Paris, France.
- [18] SETRA- LCPC (1994), Guide Technique, conception et dimensionnement des structures de chaussée, France.
- [19] Norme Européenne EN 12697-26 (2012), Mélanges bitumineux -Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 1 : Teneur en liant soluble, Indice de classement, P 98-818-1 ICS : 93.080.20, France.
- [20] Le Feuvre Y. (2001), Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux, Etude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus, Expérimentation – Modélisation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- [21] Riahi E. et al. (2015). Etude de la variation du module complexe des enrobés bitumineux sous chargement cyclique. AJCE – Spécial Issue Vol.34 - Issue 1, pp 858-865. DOI: <https://doi.org/10.26168/ajce.34.1.104>.
- [22] Partl, M. N. and Francken, L. (1997). RILEM interlaboratory tests on stiffness properties of bituminous mixtures, Presented at the 5th Int. RILEM symposium on mechanical tests for bituminous materials (MTBM) - recent improvements and future prospects, pp.9-14. <https://www.dora.lib4ri.ch/empa/islandora/object/empa:11021>.
- [23] Di Benedetto H., Partl, M. N. and Francken, L., De La Roche C. (2001), Stiffness testing of bituminous mixtures, Rilem TC182-PEB Performance testing and evaluation of bituminous materials, Materials and Structures, Vol. 34, pp. 66-70.
- [24] NF EN 13108-1, Afnor Editions (2008), Mélanges bitumineux - Spécifications des matériaux - Partie 1 : enrobés bitumineux, Codes ICS 93.080.20 Matériaux de construction des routes, IC P98-819-1, 53 pages, France.
- [25] Arsenie I.M., Chazallon C., Duchez J.L., Hornych P. (2017), Laboratory characterisation of the fatigue behaviour of a glass fibre grid-reinforced asphalt concrete using 4PB tests, Road Materials and Pavement Design, Vol.18, Issue 1, pp.168-180. <https://doi.org/10.1080/14680629.2016.1163280>.

- [26] GohShu S.W., You Zh., Van Dam Th. (2007), Laboratory evaluation and pavement design for warm mix asphalt, Proceedings of the 2007 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, August 2007, pp.1-11.
- [27] Nguyen M.L., Blanc J., Kerzreho J.P., Hornich P. (2013), Review of glass fiber grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR, Road Materials and Pavement Design, Vol. 14, pp.. 287-308. <https://doi.org/10.1080/14680629.2013.774763>.
- [28] Piau, J.M. (1989), Modélisation thermomécanique du comportement des enrobés bitumineux, Bulletin de Liaison du LCPC 163, pp. 41-55.
- [29] Di Benedetto H., Corté J.F (2004), Matériaux routiers bitumineux: constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges, Tome 2,” Hermès Lavoisier, pp. 286–288.
- [30] Baaj H. (2002), Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés, Thèse de Doctorat (PhD), ENTPE & INSA Lyon.
- [31] Perraton D., Baaj H., Di Benedetto H. & Paradis M. (2003), Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai : aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 30, N° 5. <https://doi.org/10.1139/103-067>.
- [32] Wang L. (2011), Mechanics of asphalt, Microstructure and Micromechanics, ebook McGraw-Hill Company, ISBN: 978-0-07-164097-8, MHID: 0-07-149854-0, 2011.
- [33] Gayte P. (2016), Modélisation du comportement thermo-viscoplastique des enrobés bitumineux, Thèse de Doctorat, Université de Lyon, NNT : 2016LYSET008. tel-02134154
- [34] Bakhshizadeh M. Pirmohammad, S. Ayatollahi M.R. (2022), Effect of friction at the supports of semi-circular bending tests on fracture mode of loading, Theoretical and Applied Fracture Mechanics, Vol.118, 103265. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2022.103265>.
- [35] Gonzalez-Torre I., Calzada-Perez M.A., Vega-Zamanillo A., Castro-Fresno D. (2015), Experimental study of the behaviour of different geosynthetics as anti-reflective cracking systems using a combined-load fatigue test, J. Geotextile and Geomembrane. 43, pp. 345-350.
- [36] Colombier G. (1998), Cracking in pavements: nature and origin of cracks, (Chapter/Book: Prevention of Reflective Cracking in Pavements, Edition 1st Edition, First Published, 16 pages, eBook ISBN9780429078330.
- [37] Onayev A. and Swei O. (2021), IRI deterioration model for asphalt concrete pavements: capturing performance improvements over time, Construction and Building Materials, Vol. 271, 121768. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121768>.
- [38] Correia N.S., Esquivel E.R. & Zornberg, J.G. (2018), Finite-Element Evaluations of Geogrid-Reinforced Asphalt Overlays over Flexible Pavements, J. Transp. Eng., Part B: Pavements, 144 (2), 04018020. <https://doi:10.1061/JPEODX.0000043>.

- [39] La Veissiere D. (2002), Modélisation de la remontée de fissure en fatigue dans les structures routières par endommagement et macro-fissuration de l'expérimentation à la l'outil de dimensionnement pour l'estimation de la durée de vie. Thèse de Doctorat, Université de Limoges, Faculté des sciences, 309 pages, France.
- [40] Florence C. (2005), Etude expérimentale de la fissuration réfléctive et modélisation de la résistance des structures cellulaires, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.
- [41] Irwin G.R. (1957)., Analysis of stresses and strains near the end of crack traversing a plate– Journal of Applied Mechanics, 24(3): 361-364 . <https://doi.org/10.1115/1.4011547>.
- [42] Pais J.C. & Pereira P.A.A. (2000), Predictions of Existing Reflective Cracking Potential of Flexible Pavements. Proceedings of 4th International RILEM Conference, Ontario, Canada. 155-164.
- [43] Perez S.A., Balay J.M., Tamagny P.Petit Ch. (2007), Accelerated pavement testing and modeling of reflective cracking in pavements, Engineering Failure Analysis, Vol.14, Issue 8, pp. 1526-1537. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2006.12.010>.
- [44] Gong M. and al. (2019), Evaluation on the cracking resistance of semi-flexible pavement mixture by laboratory research and field validation, Construction and Building Materials, Vol.207, pp. 387-395. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.064>.
- [45] Jiahong W. (2021), Research on Crack Resistance of Semi-flexible Pavement Materials, Vol. 248, E3S Web Conf., 3rd International Conference on Civil Architecture and Energy Science (CAES 2021), Article Number 01020, 13 pages. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202124801020>.
- [46] Lazar S.M., Diacm E. (2016), Influence of the interface conditions on flexible pavement structures life, Romanian Journal of Transport Infrastructure, Vol.5, Issue 1, pp. 30 – 37. <https://doi.org/10.1515/rjti-2016-0040>.
- [47] Léonard D., Vanelstraete A., Parewyck S. (2002), Structural Design of Flexible Pavements Using Steel Netting as Base Reinforcement, International Journal of Geomechanics, Vol.2, Issue 3. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2002\)2:3\(291\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2002)2:3(291)).
- [48] Bentahar B. (2009), Suivi et contrôle qualité du produit géogrid sur l'Aérodrome de Djanet, Rencontres Géosynthétiques 2009, Rapport technique et Note de calcul, Organisme du CTPP, Alger, Algérie.
- [49] Arsenie I.M. (2013), Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue, Thèse de Doctorat (PhD), Corpus ID: 191056684. France.
- [50] Wang L.(2011), Mechanics of asphalt, Microstructure and Micromechanics, ebook McGraw-Hill Company, ISBN: 978-0-07-164097-8, MHID: 0-07-149854-0, 2011.
- [51] Abdessemed M., Khengaoui S., Kenai S. (2021), Diagnosis of a linear infrastructure rigid - Experimental analysis after reinforcement by geogrids, Vol.38, N°2, Special Issue, DIAGNOBÉTON 2021, Academic Journal of Civil Engineering (AJCE).
- [52] Kumar V., Deol S., Kumar R. (2019), Structural Evaluation of Flexible Pavement Using Non-destructive Techniques in Low Volume Road, Chapter, Advancement in the Design and Performance of Sustainable Asphalt Pavements, pp.168–184. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-61908-8-13>.

- [53] Abdessemed M., Kenai S., Bali A., Kibboua A. (2011), Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP: Experimental and numerical modeling, *Construction and Building Materials*, Vol. 25, Issue 3, pp. 1270-1276.
- [54] Nguyen T., Tan J.Y., Ho N.Y. (2020), Deflection bowl parameters for falling weight Deflectometer testing: data collection and threshold benchmarking, *International Journal of Pavement Engineering*. <https://doi.org/10.1080/10298436.2022.2034815>.
- [55] Plati Ch., Loizos A., Gkyrtis K. (2020), Integration of non-destructive testing methods to assess asphalt pavement thickness, *NDT & E International*, Vol.115, 102292. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2020.102292>.
- [56] Abdessemed M., Bazzine R. & Kenai S. (2022), Application of the Synthetics Geo-Composites in the Arid Zones for Rehabilitation of the Flexible Pavements Road Experimental Analysis, Chapter, pp. 279-284. *Proceedings of the RILEM International Symposium on Bituminous Materials*, RILEM Bookseries 27. https://doi.org/10.1007/978-3-030-46455-4_35.
- [57] Pasquine E. Bocci M., Ferrouiti G., Canestrari F., (2012), Laboratory characterization and field validation of geo-grid reinforced asphalt pavements, *Road Materials and Pavement Design*, Taylor and Francis. <https://doi.org/10.1080.14680629.2012.735797>, 2012.
- [58] Kuan H., Lee H.J., Zi G. and Mun S. (2009), Application of Generalized J-Integral to Crack Propagation Modeling of Asphalt Concrete Under Repeated Loading, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2127(1),pp.72-81. <https://doi.org/10.3141/2127-09>.
- [59] Ahmed Alkawaaz N.G., AL-Badran Y.M., Muttashar Y.H. (2017), Evaluation of Geogrid-Reinforced Flexible Pavement System Based on Soft Subgrade Soils Under Cyclic Loading, *Civil and Environmental Research*, 9(12), 55-68.
- [60] Afnor Editions Normes NF EN 12591 (2009), Bitumes et liants bitumineux - Spécifications des bitumes routiers, 27 pages, Codes ICS 93.080.20, Matériaux de construction des routes, Indice de classement T65-001, France.
- [61] Afnor Editions Normes NF EN 13108-1 (2017), Mélanges bitumineux - Spécifications pour le matériau - Partie 1 : enrobés bitumineux, 50 pages, Codes ICS 93.080.20, Matériaux de construction des routes, Indice de classement P98-819-1, France.
- [62] Total Marketing Services, Fiche de données de sécurité (2018), Bitume routier 35/50, FDS N° 081641, 14 pages, 92800 Puteaux, France.
- [63] Tapkin S., Cevik A. & Usar U. (2010), Prediction of Marshall test results for polypropylene modified dense bituminous mixtures using neural networks, *Expert Systems with Applications*, 37(6), 4660-4670. <https://doi.org/10.1016/j.eswa.2009.12.042>
- [64] Afnor Editions- Normes NF P98-251-1 (2002), Essais relatifs aux chaussées - Essais statiques sur mélanges hydrocarbonés - Partie 1 : essai DURIEZ sur mélanges hydrocarbonés à chaud, 12 pages, Indice de classement: P98-251-1, France.
- [65] Norme ISO 10319 (2015), Géosynthétiques — Essai de traction des bandes larges, Edition 3, 14 pages, Comité technique ISO / TC 221, Produits géosynthétiques, ICS 59 080 70, Géotextiles.

- [66] Norme ISO 9864 Géosynthétiques (2005-02), Méthode d'essai pour la détermination de la masse surfacique des géotextiles et produits apparentés, Edition 2, Nombre de pages : 2, Comité technique ISO/TC 221 Produits géosynthétiques, ICS : 59.080.70, Géotextiles.
- [67] Abdelkader M. & Abdessemed M. (2023), Tests on the influence of cyclic loading and temperature on the behavior of flexible pavement reinforced by geogrids with numerical simulation, *Technical Gazette*, Vol.30, 2(2023), pp. 521–529. ISSN 1330-3651 (Print), ISSN 1848-6339(Online)
- [68] AfiteX Algérie- Usine de Production, Transformation des minerais non métalliques- Produit pour travaux d'aménagement. <https://elmouchir.caci.dz/entreprise/25998/afiteX-algerie-usine-de-production>.
- [69] Lefeuvre Y. (2001), Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux, Etude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus, Expérimentation - Modélisation », Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- [70] Gonzalez-Torre I., Calzada-Perez M.A., Vega-Zamanillo A., Castro-Fresno D. (2015), Evaluation of reflective cracking in pavements using a new procedure that combine loads with different frequencies, *Construction and Building Materials*, Vol. 75, pp. 368-374. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.030>.
- [71] Norme NF EN 12697-33+A1 (2022), Norme En vigueur : Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai - Partie 33 : Préparation de corps d'épreuve au compacteur de plaque, 24 pages, Codes ICS 75.140 , Indice de classement : P98-818-33, France.
- [72] Norme NF EN 13808 (2013), Norme En vigueur : Bitumes et liants bitumineux - Cadre de spécifications pour les émulsions cationiques de liants bitumineux, 46 pages, Codes ICS : 75.140, Indice de classement T65-011, France.
- [73] Vale C. (2008), Influence of vertical load models on flexible pavement response—an investigation, *International Journal of Pavement Engineering*, Vol.9, Issue4, pp.247-255, <https://doi.org/10.1080/10298430701444977>.
- [74] Ouadah N., Abdessemed M. & Kechouane F. (2022), Dynamic behavior of concrete structures reinforced with nanotubes modified composites, *Romanian Journal of Materials*, Vol.52, Issue 1, pp. 26–37.
- [75] Al-Jumaili M.A. (2016), Finite Element Modelling of Asphalt Concrete Pavement Reinforced with Geogrid by Using 3-D Plaxis Software, *International Journal of Materials Chemistry and Physics*, Vol.2, Issue 2, pp. 62-70.
- [76] Itani H., Saad G. & Chehab G. (2016), The use of geogrid reinforcement for enhancing the performance of concrete overlays: An experimental and numerical assessment, *Construction and Building Materials*, Vol. 124, 826-837. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.013>.
- [77] Al Azzawi A.A. (2012), Finite element analysis of flexible pavements strengthened with geogrid, *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol.7, Issue 10, 1295-1299.
- [78] Correia N.S., Esquivel E.R. and Zornberg J.G. (2018), Finite-Element Evaluations of Geogrid-Reinforced Asphalt Overlays over Flexible Pavements, *J. Transp. Eng., Part B: Pavements*, Vol.144, Issue 2, 04018020. <https://doi.org/10.1061/JPEODX.0000043>.

- [79] Rahman Md. M., Saha S., Hamdi, A.S.A & Bin Alam Md. J. (2019), Development of 3-D Finite Element Models for Geo-Jute Reinforced Flexible Pavement, Civil Engineering Journal, Vol.5, issue 2, 437-446. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-2019-03091258>.
- [80] Abu El Maaty A.E. (2017), Temperature Change Implications for Flexible Pavement Performance and Life, International Journal of Transportation Engineering and Technology, Vol.3, Issue 1, pp.1-11. <https://doi:10.11648/j.ijtet.20170301.11>.
- [81] Hadi Muhammad N.S. & Bodhinayake B.C. (2003), Non-linear finite element analysis of flexible pavements, Advances in Engineering Software, Vol. 34, pp. 657–662. [https://doi:10.1016/S0965-9978\(03\)00109-1](https://doi:10.1016/S0965-9978(03)00109-1).
- [82] Chang D.T.T., Ho N.H., Yi Chang H. & Yeh H.Sh. (1999), Laboratory and Case Study for Geogrid-Reinforced Flexible Pavement Overlay, Transportation Research Board, Vol 1687, Issue 1, pp. 125- 130. <https://doi.org/10.3141/1687-14>.
- [83] Akrama H.A, Hilal M.M. & Fattah M.Y. (2022), Numerical Simulation of the Effect of Repeated Load and Temperature on the Behavior of Asphalt Layers, Engineering and Technology Journal, Vol.40, Issue 05, pp.1-10. <http://doi.org/10.30684/etj.v40i5.1012>.

ANNEXES

Annexe -A-

Annexe pour : étude de formulation du BB.

Composition de mélange :

Composition de mélange		Unité en (%)			
Dosage		5.7	6.00	6.30	6.60
Fraction	0/3	40	40	40	40
Fraction	3/8	42	42	42	42
Fraction	8/15	18	18	18	18
Liant	35/50				

Mesure de la masse volumique apparente d'une éprouvette.

N°	Désignation	Dosages			
		05.70	06.00	06.30	06.60
1	N° Eprouvette	01	01	01	01
2	Epaisseur (cm)	6.20	6.20	6.20	6.20
3	Masse de l'éprouvette (g)	1202.90	1206.10	1202.40	1203.20
4	Masse de l'éprouvette paraffinée (g)	1229.30	1236.20	1229.50	1235.60
5	Masse de la paraffine (4-3) (g)	26.40	30.10	27.10	
6	Masse volumique de la paraffine (g/cm ³)	0.90			
7	Volume paraffiné : (5/6) (cm ³)	29.33	33.44	30.11	36.00
8	Masse de l'éprouvette paraffinée et immergée dans l'eau (g)	700.97	704.00	700.00	700.00
9	Volume brute : (4-8) (cm ³)	528.33	532.20	529.50	535.60
10	Volume net : (9-7) (cm ³)	499.00	498.76	499.39	499.60
11	Masse volumique de l'éprouvette (3/10) (g/cm ³)	2.41	2.42	2.41	2.41

Essai MARSHALL NA 5227/EN 12697-34

Structure :	LTPS –Ghardaia-	Lieu de travail :	S ^{ce} Hydrocarbures
Type de liant :	35/50	Date :	21/05/2021
Presse Marshall N° INV.	L069.15.S.005	Balance N° INV. :	L022.06.S.007
Etuve N° INV.	L039.15.S.008	Bain N° INV.	L021.15.S.001

Composition		%	Dosage	05.70
Fraction	0/3	18	Température de référence du bitume	160°
Fraction	3/8	42	Température d'immersion	60°
Fraction	8/15	40	Durée d'immersion	40mn
Liant	35/50		Nombre de coups par face	50

N° Eprouvettes		01	02	03	04	05
Poids Eprouvettes	(g)		1200,00	1200,00	1200,00	
Moyenne des hauteurs (H)	(mm)	62,00				
Moyenne des diamètres des éprouvettes (D)	(mm)	100,00				
Volume des éprouvettes : ($\pi.D^2.H/4$)	(cm ³)		486.70	486,70	486,70	
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)	(g/cm ³)		2,47	2,47	2,47	
		2,47				
		Méthode : C				
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238		Valeur Moyenne :		2,42		
Charge m aximal	(Kn)		16,871	16,646	16,495	
Stabilité MARSHALL			17,152	17,086	16,854	
Moyenne : Stabilité		17,031				
Fluage (mm)	Lecture initiale					
	Lecture Finale		03,561	04,599	03,525	
Moyenne : Fluage (mm)		3,562				
Quotient MARSHALL= stabilité/fluage	(Kn/mm)		4,82	4,75	4,78	
Moyenne Quotient MARSHALL		4,78				
Observation : Pour ce Dosage de 5.70%, la Stabilité est excellente et le fluage est acceptable.						

Essai MARSHALL NA 5227/EN 12697-34

Structure :	LTPS –Ghardaia-	Lieu de travail :	S ^{ce} Hydrocarbures
Type de liant :	35/50	Date :	21/05/2021
Presse Marshall N° INV.	L069.15.S.005	Balance N° INV. :	L022.06.S.007
Etuve N° INV.	L039.15.S.008	Bain N° INV.	L021.15.S.001

Composition			%
Fraction	0/3	18	
Fraction	3/8	42	
Fraction	8/15	40	
Liant	35/50		

Dosage		06.00
Température de référence du bitume		160°
Température d'immersion		60°
Durée d'immersion		40mn
Nombre de coups par face		50

N° Eprouvettes		01	02	03	04	05
Poids Eprouvettes		(g)	1200,00	1200,00	1200,00	
Moyenne des hauteurs (H)		(mm)	62,00			
Moyenne des diamètres des éprouvettes (D)		(mm)	100,00			
Volume des éprouvettes : ($\pi.D^2.H/4$)		(cm ³)	468.70	486,70	486,70	
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)		(g/cm ³)	2,47	2,47	2,47	
			2,47			
			Méthode : C			
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238			Valeur Moyenne :	2,42		
Charge maximal		(Kn)	13,144	12,969	13,538	
Stabilité MARSHALL			13,260	12,901	13,798	
Moyenne : Stabilité			13,320			
Fluage (mm)	Lecture initiale					
	Lecture Finale		03,652	04,085	03,830	
Moyenne : Fluage (mm)			3,856			
Quotient MARSHALL= stabilité/fluage		(Kn/mm)	3,63	3,16	3,60	
Moyenne Quotient MARSHALL			3,46			
Observation : Pour ce Dosage de 6.00 %, la Stabilité est bonne et le fluage est acceptable.						

Essai MARSHALL NA 5227/EN 12697-34

Structure :	LTPS –Ghardaia-	Lieu de travail :	S ^{ce} Hydrocarbures
Type de liant :	35/50	Date :	21/05/2021
Presse Marshall N° INV.	L069.15.S.005	Balance N° INV. :	L022.06.S.007
Etuve N° INV.	L039.15.S.008	Bain N° INV.	L021.15.S.001

Composition		%
Fraction	0/3	18
Fraction	3/8	42
Fraction	8/15	40
Liant	35/50	

Dosage	06.30
Température de référence du bitume	160°
Température d'immersion	60°
Durée d'immersion	40mn
Nombre de coups par face	50

N° Eprouvettes		01	02	03	04	05
Poids Eprouvettes		(g)	1200,00	1200,00	1200,00	
Moyenne des hauteurs (H)		(mm)	62,00			
Moyenne des diamètres des éprouvettes (D)		(mm)	100,00			
Volume des éprouvettes : ($\pi.D^2.H/4$)		(cm ³)	486.70	486,70	486,70	
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)		(g/cm ³)	2,47	2,47	2,47	
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238			2,47			
			Méthode : C			
			Valeur Moyenne :	2,41		
Charge maximal		(Kn)	11,647	11,563	11,128	
Stabilité MARSHALL			11,533	11,706	11,852	
Moyenne : Stabilité			11,364			
Fluage (mm)	Lecture initiale					
	Lecture Finale		04,088	04,173	03,989	
Moyenne : Fluage (mm)			4,083			
Quotient MARSHALL= stabilité/fluage		(Kn/mm)	2,63	2,81	2,72	
Moyenne Quotient MARSHALL			2,78			
Observation : <i>Pour ce Dosage de 6.30%, la Stabilité est à la limite de l'acceptable, mais le fluage dépasse les normes.</i>						

Essai MARSHALL NA 5227/EN 12697-34

Structure :	LTPS –Ghardaia-	Lieu de travail :	S ^o Hydrocarbures
Type de liant :	35/50	Date :	21/05/2021
Presse Marshall N° INV.	L069.15.S.005	Balance N° INV. :	L022.06.S.007
Etuve N° INV.	L039.15.S.008	Bain N° INV.	L021.15.S.001

Composition		%
Fraction	0/3	18
Fraction	3/8	42
Fraction	8/15	40
Liant	35/50	

Dosage	06.60
Température de référence du bitume	160°
Température d'immersion	60°
Durée d'immersion	40mn
Nombre de coups par face	50

N° Eprouvettes		01	02	03	04	05
Poids Eprouvettes	(g)		1200,00	1200,00	1200,00	
Moyenne des hauteurs (H)	(mm)	62,00				
Moyenne des diamètres des éprouvettes (D)	(mm)	100,00				
Volume des éprouvettes : ($\pi.D^2.H/4$)	(cm³)		486.70	486,70	486,70	
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)	(g/cm³)		2,47	2,47	2,47	
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238		2,47				
		Méthode : C				
		Valeur Moyenne :		2,41		
Charge maximal	(Kn)		10,928	10,113	09,806	
Stabilité MARSHALL			10,836	10,699	09,815	
Moyenne : Stabilité		10,117				
Fluage (mm)	Lecture initiale					
	Lecture Finale			04,786	04,810	04,717
Moyenne : Fluage (mm)		4,771				
Quotient MARSHALL= stabilité/fluage	(Kn/mm)		2,26	2,02	2,08	
Moyenne Quotient MARSHALL		2,12				
Observation : Pour ce Dosage de 6.60%, la Stabilité est au-dessous des normes et le fluage dépasse les normes.						

Mesure de la masse volumique apparente des éprouvettes

N°	Désignation	Dosages			
		05.70	06.00	06.30	06.60
1	N° Eprouvette	01	02	03	04
2	Epaisseur (cm)	8.80	8.70	8.70	8.70
3	Masse de l'éprouvette (g)	1004.60	1005.00	1003.80	1004.80
4	Masse de l'éprouvette paraffinée (g)	1024.79	1023.61	1025.70	1025.70
5	Masse de la paraffine (4-3) (g)	20.19	18.61	21.90	20.90
6	Masse volumique de la paraffine (g/cm ³)	0.90			
7	Volume paraffiné :(5/6) (cm ³)	22.43	20.68	24.33	23.22
8	Masse de l'éprouvette paraffinée et immergée dans l'eau (g)	568.00	571.00	571.00	573.80
9	Volume brute : (4-8) (cm ³)	456.79	452.61	454.70	451.90
10	Volume net : (9-7) (cm ³)	434.36	431.93	430.37	428.68
11	Masse volumique de l'éprouvette (3/10) (g/cm ³)	2.31	2.33	2.33	2.34

Essai de sensibilité à l'eau DURIEZ sur mélanges Hydrocarbonés
NA 5226/ NF P 98-251-1

Type de Liant	Rapport d'imbibition à j+8	Résistance à la compression « à l'air »	Rapport d'immersion
35/50	$\omega_{(j+8)}$ 0,03	R= 131.03	r/R= 0.710

Composition		%	Date		Heur
Fraction	0/3	18	Température de référence du liant		160°
Fraction	3/8	42	Milieu D'immersion		Eau+ Air
Fraction	8/15	40	Température de conservation		18°
Liant	35/50	05.70	Date de confection de l'enrobé		20/05/2021
			Date de confection des éprouvettes		20/05/2021
			Date et heure d'immersion		21/05/2021 09h00
			Date et heure d'écrasement		27/05/2021 09h00

ECRASEMENT ET RESISTANCE :

N° Eprouvette		EAU			AIR		
		01	02	03	01	02	03
Poids Eprouvettes	(g)	1031,00	1029,00	1030,00	1000,00	1000,00	1000,00
Moyenne des Hauteurs (H)	(mm)	88,00			88,00		
Moyenne des Diamètres des éprouvettes (D)	(mm)	80,00			80,00		
Volume des éprouvettes	(Cm ³)	442,11	442,11	442,11	442,11	442,11	442,11
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)	(g/Cm ³)	2,33	2,33	2,33	2,26	2,26	2,26
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238		2.30			2.31		
Charge total « F »	Kn	63,87	60,79	62,33	65,19	64,16	64,27
Résistance à la compression	Bars	129,67	123,42	126,54	132,35	130,26	130,48
Résistance à la compression moyenne	Bars	r = 12654			R = 131,03		
Tenue à l'eau/ Rapport d'immersion	/	r/R=			0.965		

Essai de sensibilité à l'eau DURIEZ sur mélanges Hydrocarbonés
NA 5226/ NF P 98-251-1

Type de Liant	Rapport d'imbibition à j+8	Résistance à la compression « à l'air »	Rapport d'immersion
35/50	$\omega_{(j+8)}$ 0,03	R= 140.88	r/R= 0.943

Composition		%	Date		Heur
Fraction	0/3	18	Température de référence du liant		160°
Fraction	3/8	42	Milieu D'immersion		Eau+ Air
Fraction	8/15	40	Température de conservation		18°
Liant	35/50	06.00	Date de confection de l'enrobé		20/05/2021
			Date de confection des éprouvettes		20/05/2021
			Date et heure d'immersion		21/05/2021 09h00
			Date et heure d'écrasement		27/05/2021 09h00

ECRASEMENT ET RESISTANCE :

N° Eprouvette		EAU			AIR		
		01	02	03	01	02	03
Poids Eprouvettes	(g)	1028,00	1027,00	1028,00	1000,00	1000,00	1000,00
Moyenne des Hauteurs (H)	(mm)	87,00			87,00		
Moyenne des Diamètres des éprouvettes (D)	(mm)	80,00			80,00		
Volume des éprouvettes	(Cm³)	437,09	437,09	437,09	437,09	437,09	437,09
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)	(g/Cm³)	2,35	2,35	2,35	2,29	2,29	2,29
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238		2.32			Méthode : C Valeur Moyenne : 2,33		
Charge total « F »	Kn	65,39	64,82	66,17	70,08	69,11	68,98
Résistance à la compression	Bars	132,76	131,60	134,34	142,28	140,31	140,05
Résistance à la compression moyenne	Bars	r = 132,90			R = 140,88		
Tenue à l'eau/ Rapport d'immersion	/	r/R=			0.943		

Essai de sensibilité à l'eau DURIEZ sur mélanges Hydrocarbonés
NA 5226/ NF P 98-251-1

Type de Liant	Rapport d'imbibition à j+8	Résistance à la compression « à l'air »	Rapport d'immersion
35/50	$\omega_{(j+8)} = 0,02$	R= 141.83	r/R= 0.949

Composition		%	Date		Heur
Fraction	0/3	18	Température de référence du liant		160°
Fraction	3/8	42	Milieu D'immersion		Eau+ Air
Fraction	8/15	40	Température de conservation		18°
Liant	35/50	06.30	Date de confection de l'enrobé		20/05/2021
			Date de confection des éprouvettes		20/05/2021
			Date et heure d'immersion		21/05/2021 09h00
			Date et heure d'écrasement		27/05/2021 09h00

ECRASEMENT ET RESISTANCE :

N° Epreuve		EAU			AIR		
		01	02	03	01	02	03
Poids Eprouvettes	(g)	1020,00	1019,00	1018,00	1000,00	1000,00	1000,00
Moyenne des Hauteurs (H)	(mm)	87,00			87,00		
Moyenne des Diamètres des éprouvettes (D)	(mm)	80,00			80,00		
Volume des éprouvettes	(Cm ³)	437,09	437,09	437,09	437,09	437,09	437,09
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)	(g/Cm ³)	2,33	2,33	2,33	2,29	2,29	2,29
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238		2.31			2.33		
Charge total « F »	Kn	65,04	66,74	67,19	70,08	69,11	68,98
Résistance à la compression	Bars	132,05	135,50	136,41	142,28	140,31	140,05
Résistance à la compression moyenne	Bars	r = 134,65			R = 141,83		
Tenue à l'eau/ Rapport d'immersion	/	r/R= 0.949					

Essai de sensibilité à l'eau DURIEZ sur mélanges Hydrocarbonés
NA 5226/ NF P 98-251-1

Type de Liant	Rapport d'imbibition à j+8	Résistance à la compression « à l'air »	Rapport d'immersion
35/50	$\omega_{(j+8)}$ 0,02	R= 143.95	r/R= 0.972

Composition		%	Date		Heur
Fraction	0/3	18	Température de référence du liant		160°
Fraction	3/8	42	Milieu D'immersion		Eau+ Air
Fraction	8/15	40	Température de conservation		18°
Liant	35/50	06.60	Date de confection de l'enrobé		20/05/2021
			Date de confection des éprouvettes		20/05/2021
			Date et heure d'immersion		21/05/2021 09h00
			Date et heure d'écrasement		27/05/2021 09h00

ECRASEMENT ET RESISTANCE :

N° Epreuve		EAU			AIR		
		01	02	03	01	02	03
Poids Eprouvettes	(g)	1022,00	1020,00	1019,00	1000,00	1000,00	1000,00
Moyenne des Hauteurs (H)	(mm)	87,00			87,00		
Moyenne des Diamètres des éprouvettes (D)	(mm)	80,00			80,00		
Volume des éprouvettes	(Cm ³)	437,09	437,09	437,09	437,09	437,09	437,09
Masse volumique apparente des éprouvettes par mesure géométrique (Méthode D de NA 5238)	(g/Cm ³)	2,34	2,33	2,33	2,29	2,29	2,29
Masse volumique apparente des éprouvettes selon la norme NA 5238		2.31					
		Méthode : C					
Charge total « F »	Kn	68,21	69,24	69,36	72,04	70,29	70,38
Résistance à la compression	Bars	138,48	140,57	140,82	142,28	140,31	140,05
Résistance à la compression moyenne	Bars	r = 139,96			R = 143,95		
Tenue à l'eau/ Rapport d'immersion	/	r/R=			0.972		

Annexe -B-

A.1- Les essais réalisés sur les géogrilles

Présentation des Normes Utilisées Pour les Essais :

1. ***Pour les essais de traction :*** La norme ISO 10319:2015 décrit une méthode d'essai de référence pour la détermination des propriétés mécaniques en traction des géosynthétiques (à base de polymère, de verre et de métal) à l'aide d'une bande de grande largeur. Elle est applicable à la plupart des géosynthétiques, notamment les géotextiles tissés, les géotextiles non-tissés, les géocomposites, les géotextiles maillés, les géomatelas et les produits métalliques.

Elle s'applique également aux géogrilles et aux géosynthétiques à structure ouverte similaires, mais il peut s'avérer nécessaire de modifier les dimensions de l'éprouvette.

La norme ISO 10319:2015 spécifie une méthode d'essai de traction qui couvre le mesurage des caractéristiques de force et de déformation et comprend les modes opératoires de calcul de la raideur sécante, de la force maximale par unité de largeur et de la déformation à la force maximale. Des points singuliers sont également indiqués sur la courbe de force/déformation.

La norme ISO 10319:2015 fournit également des modes opératoires de mesure des propriétés mécaniques en traction d'éprouvettes conditionnées et d'éprouvettes humides.

2. ***Pour la détermination de la masse surfacique :*** La norme ISO 9864:2005 spécifie une méthode permettant de déterminer la masse surfacique des géotextiles et produits apparentés à des fins d'identification et pour l'utilisation dans des fiches techniques. Cette méthode est applicable à tous les géotextiles et produits apparentés.

3. Les géogrilles utilisés dans les essais :

Les géogrilles qui ont été utilisées dans la présente thèse comme renforcement de l'enrobé dans nos essais sont de quatre types, leurs appellation codifiées et provenance sont comme suit:

1. G1 d'AFITEX
2. G2 d'AFITEX
3. G3 d'AFITEX
4. G4 de CHIMIBAT

4. Le matériel utilisé dans les essais :

- Banc de traction INSTRON 5900 relié à un système de pilotage par ordinateur,
- Une balance électronique pour Labo. de 3000g et 0.01g de précision.

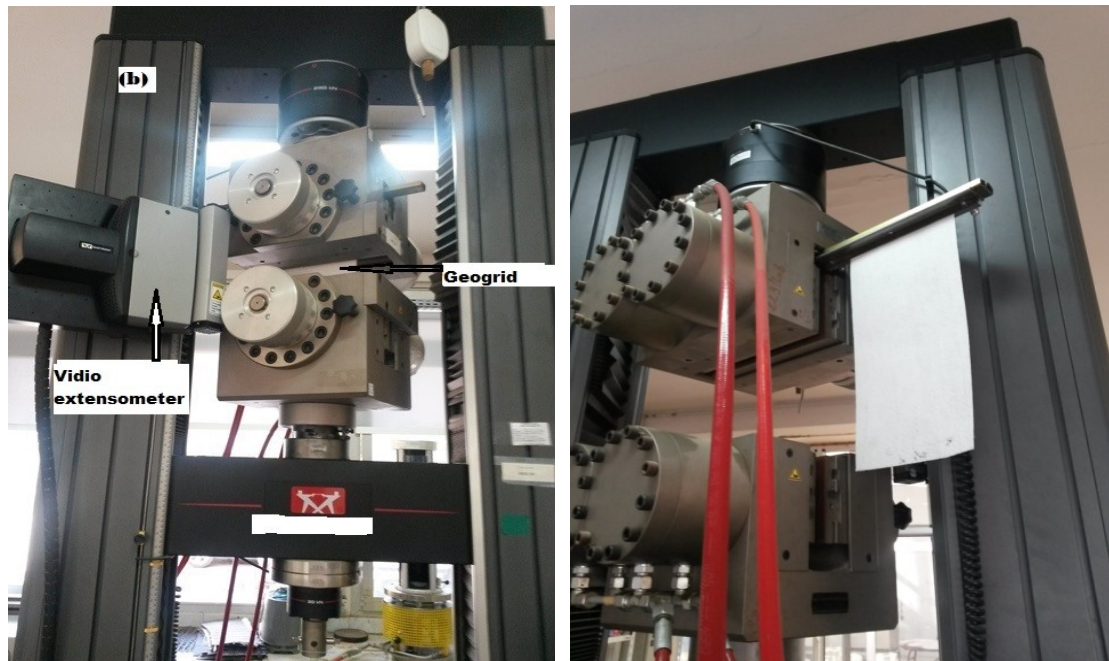


Fig. A.1 : Banc de traction INSTRON 5900 pour mesurer la résistance à la traction (NF EN ISO 10319 du 01/06/2008) Et mesure de l'allongement à la rupture au niveau du CTPP

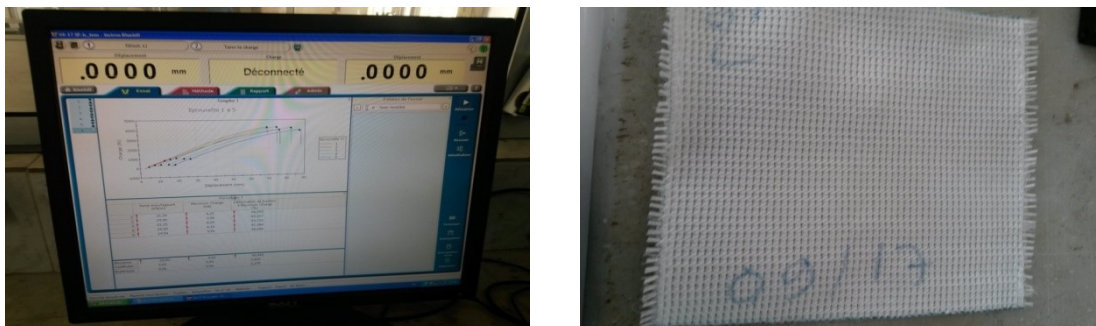


Fig. A.2 : Des graphes en temps réel affichent le déplacement en fonction de la charge appliquée sur un géotextile. Expérience exécutée au niveau du CTPP

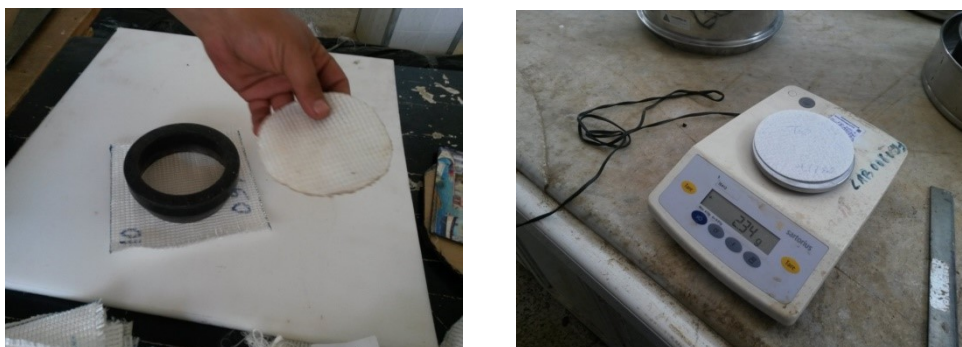


Fig. A.3 : mesure de la Masse Surfique (NF EN ISO 9864) Expérience exécutée au niveau du CTPP

A.2- Essais sur le géogrille : G1

INTRODUCTION

Nous avons procédé à la réalisation des essais sur l'échantillon de **G1** émanant d'AFITEX ALGERIE. Le présent rapport récapitule les résultats des essais réalisés

I. IDENTIFICATION DE L'ECHANTILLON

L'échantillon de géocomposites de type (G1) codifié comme suit :

Date de réception	Référence du produit	Description du produit
30/03/2019	G1	Géocomposites pour renforcement de chaussées

II. ESSAIS REALISES

Les essais réalisés sont comme suit :

- Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)
- Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 - 15/02/2005)

III. RESULTATS DES ESSAIS

IV.1. Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)

Conditions d'essais :

Matériel utilisé : Banc de traction INSTRON 5900.

Type de Mors utilisé : Mors en caoutchouc

Type d'extensomètre : Extensomètre vidéo INSTRON AVE.

Dimensions entre les mors : 10 cm.

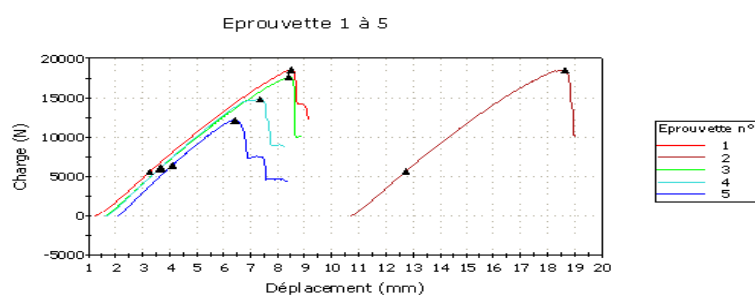
Vitesse de déformation : 20%/min.

Les résultats obtenus sont comme suit : **G1**

Sens de production

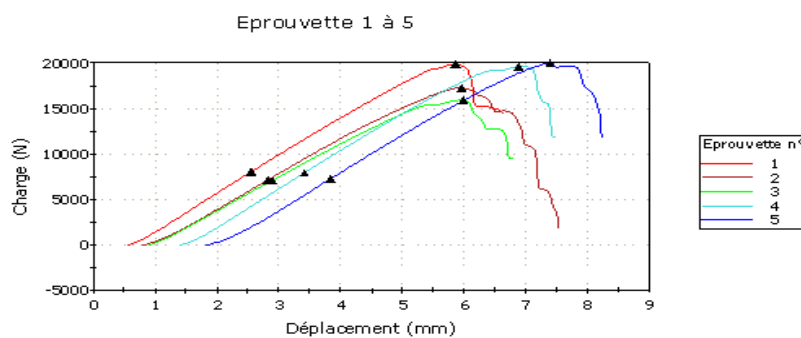
Etat de l'éprouvette : Sec	Longueur : 400 mm	Largeur : 200 mm
Température relevée : 22.4 °C	Humidité relevée : 63 %	Date d'essai : 30/03/2019

Sens de production: courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)	Déformation de traction à Maximum Charge (%)
1	> 92,38	> 18,58	> 7,150
2	> 92,51	> 18,50	> 7,817
3	> 88,05	> 17,61	> 6,718
4	> 74,21	> 14,84	> 5,650
5	> 60,62	> 12,14	> 4,284
	> 81,67	> 16,33	> 6,324
Moyenne	17,09	17,09	21,912
Coefficient de Variation	13,96	2,79	1,386
Ecart-type			

Sens de largeur: courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)	Déformation de traction à Maximum Charge (%)
1	> 84,74	> 19,94	> 5,284
2	> 73,42	> 17,28	> 3,117
3	> 67,83	> 15,96	> 3,084
4	> 83,44	> 19,63	> 5,450
5	> 84,97	> 19,99	> 5,517
Moyenne	> 78,88	> 18,56	> 5,290
Coefficient de Variation	9,91	9,91	3,655
Ecart-type	7,81	1,84	0,193

IV.2. Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 - 15/02/2005)

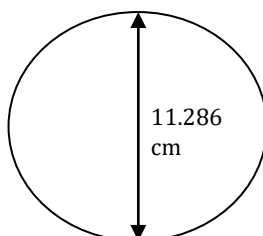
Résultats obtenus sont comme suit :

G1

Température relevée : 22 ° C	Humidité relevée : 61 %	Date d'essai 30/03/2019
------------------------------	-------------------------	-------------------------

Eprouvette	Dimensions (cm ²)	Poids (g)	Masse surfacique (g/m ²)	
1	100	2.31	231	
2	100	2.33	233	
3	100	2.36	236	
4	100	2.30	230	
5	100	2.35	235	
6	100	2.36	236	
7	100	2.37	237	
8	100	2.32	232	
9	100	2.39	239	
10	100	2.40	240	
			Moyenne (g/m ²)	234.9
			Ecart-type	3.17
			Coefficient de variation	1.35

Géométrie de l'éprouvette :



IV. SYNTHÈSE DES RESULTATS DES ESSAIS (VALEURES MOYENNES DES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES)

Le tableau suivant récapitule les résultats des essais obtenus ainsi

G1

caractéristiques	Norme d'essai	Unités	G1	Réf. Résultats (FT)	Obs
Masse surfacique	ISO-9864	g/m ²	234.90	230	Conforme
Rt (sens longitudinale)	ISO-10319	kN/m	81.67	50 (valeur mini-5%)	Conforme
Rt (sens largeur)		kN/m	78.88	50 (valeur mini-5%)	Conforme

V. Conclusion :

Après avoir réalisé les essais sur **G1** conformément aux normes ISO 9864 et ISO 10319, les résultats obtenus sur l'essai de traction des bandes larges et l'essai de la détermination de la masse surfacique sont **conformes** aux spécifications de la fiche technique fournie par le producteur et élaborée par TEXINOV (Distributeur AFITEX).

A.3- Essais sur le géogrille : G2

I. INTRODUCTION

Nous avons procédé à la réalisation des essais sur l'échantillon de **G2** émanant d'AFITEX.
Le présent rapport récapitule les résultats des essais réalisés

II. IDENTIFICATION DE L'ECHANTILLON

L'échantillon de géocomposites de type (G2) codifié comme suit :

Date de réception	Référence du produit	Description du produit
06/04/2019	G2	Géocomposites pour renforcement de chaussées

III. ESSAIS REALISES

Les essais réalisés sont comme suit :

- Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)
- Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 - 15/02/2005)

IV. RESULTATS DES ESSAIS

IV.1. Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)

Conditions d'essais :

Matériel utilisé : Banc de traction INSTRON 5900.

Type de Mors utilisé : Mors en caoutchouc

Type d'extensomètre : Extensomètre vidéo INSTRON AVE.

Dimensions entre les mors : 10 cm.

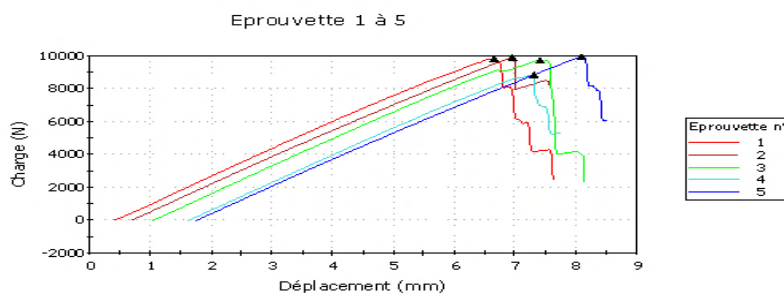
Vitesse de déformation : 20%/min.

Les résultats obtenus sont comme suit : G2

Sens de production

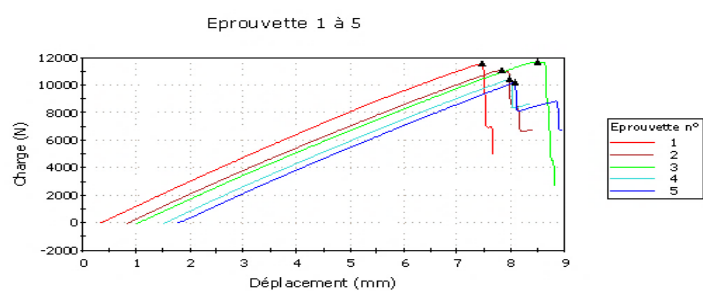
Etat de l'éprouvette : Sec	Longueur : 400 mm	Largeur : 200 mm
Température relevée : 23.4 °C	Humidité relevée : 66 %	Date d'essai : 06/04/2019

Sens de Production : courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)	Déformation de traction à Maximum Charge (%)
1	> 43,12	> 3,82	> 5,217
2	> 43,45	> 3,89	> 5,251
3	> 48,64	> 9,73	> 6,351
4	> 44,28	> 8,86	> 5,650
5	> 43,62	> 3,92	> 5,316
Moyenne	> 48,22	> 9,64	> 6,157
Coefficient de Variation	4,64	4,64	4,680
Ecart-type	2,	0,45	0,288

Sens Transversal : courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (KN/m)	Maximum Charge (kN)	Déformation de traction à Maximum Charge (%)
1	> 57,83	> 11,57	> 7,117
2	> 53,59	> 11,12	> 6,250
3	> 53,46	> 11,69	> 7,450
4	> 52,27	> 10,45	> 6,417
5	> 51,04	> 10,21	> 6,284
Moyenne	> 53,04	> 11,01	> 6,844
Coefficient de Variation	5,99	5,99	7,117
Ecart-type	3,30	0,66	0,487

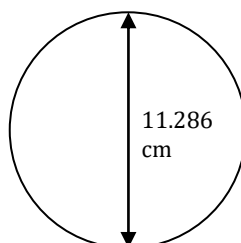
IV.2. Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 – 15/02/2005)

Résultats obtenus sont comme suit : G2

Température relevée 24 ° C	Humidité relevée : 65 %	Date d'essai 07/04/2019
----------------------------	-------------------------	-------------------------

Eprouvette	Dimensions (cm ²)	Poids (g)	Masse surfacique (g/m ²)
1	100	2.20	220
2	100	2.29	229
3	100	2.23	223
4	100	2.21	221
5	100	2.25	225
6	100	2.29	229
7	100	2.20	220
8	100	2.21	221
9	100	2.04	204
10	100	2.02	202
Moyenne (g/m ²)			219
Ecart-type			9.28
Coefficient de variation			4.23

Géométrie de l'éprouvette :



V. SYNTHÈSE DES RESULTATS DES ESSAIS (VALEURES MOYENNES DES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES)

Le tableau suivant récapitule les résultats des essais obtenus ainsi : **G2**

caractéristiques	Norme d'essai	Unités	G2	Réf. Résultats (FT)	Obs.
Masse surfacique	ISO-9864	g/m ²	219	220	Conforme
R_t (sens longitudinale)	ISO-10319	kN/m	48.22	50	Conforme à la limite
R_t (sens largeur)		kN/m	55.04	50	Conforme

I. Conclusion :

Après avoir réalisé les essais sur **G2** conformément aux normes ISO 9864 et ISO 10319, les résultats obtenus sur l'essai de traction des bandes larges et l'essai de la détermination de la masse surfacique sont **conformes** aux spécifications de la fiche technique fournie par le producteur AFITEX (Distributeur AFITEX)

A.4- Essais sur le géogrille : G3

I. INTRODUCTION

Nous avons procédé à la réalisation des essais sur l'échantillon de **G3** émanant d'AFITEX ALGERIE. Le présent rapport récapitule les résultats des essais réalisés

II. IDENTIFICATION DE L'ECHANTILLON

L'échantillon de géocomposites de type (**G3**) codifié comme suit :

Date de réception	Référence du produit	Description du produit
30/03/2019	G3	Géocomposites pour renforcement de chaussées

III. ESSAIS REALISES

Les essais réalisés sont comme suit :

- Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)
- Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 - 15/02/2005)

IV. RESULTATS DES ESSAIS

IV.1. Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)

Conditions d'essais :

Matériel utilisé : Banc de traction INSTRON 5900.

Type de Mors utilisé : Mors en caoutchouc

Type d'extensomètre : Extensomètre vidéo INSTRON AVE.

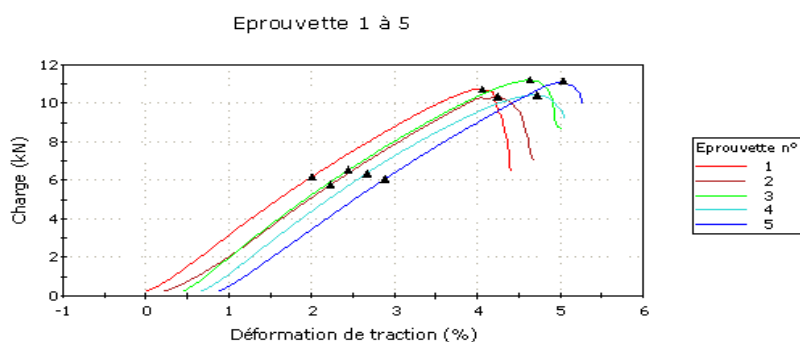
Dimensions entre les mors : 10 cm.

Vitesse de déformation : 20%/min.

Les résultats obtenus sont comme suit : G3

Etat de l'éprouvette : Sec	Longueur : 400 mm	Largeur : 200 mm
Température relevée : 22.4 °C	Humidité relevée : 63 %	Date d'essai : 30/03/2019

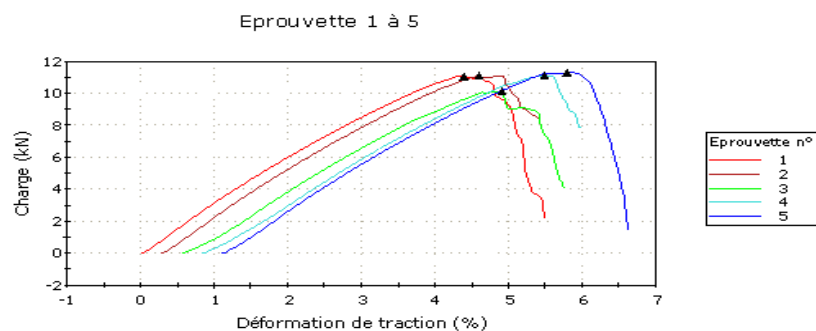
Sens de production: courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)
1	> 53,61	> 10,72
2	> 51,71	> 10,34
3	> 56,04	> 11,21
4	> 52,07	> 10,41
5	> 55,69	> 11,14
Moyenne	> 53,82	> 10,76
Coefficient de Variation	3,71	3,71
Ecart-type	2,00	0,40

Sens Largeur: courbe Force/ Déplacement

Etat de l'éprouvette : Sec	Longueur : 400 mm	Largeur : 200 mm
Température relevée : 22.4 °C	Humidité relevée : 63 %	Date d'essai : 30/03/2019



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)
1	> 55,30	> 11,06
2	> 55,39	> 11,08
3	> 50,68	> 10,14
4	> 53,66	> 11,13
5	> 56,46	> 11,29
Moyenne	> 54,70	> 10,94
Coefficient de Variation	4,19	4,19
Ecart-type	2,29	0,46

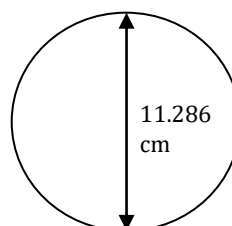
IV.2. Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 - 15/02/2005)

Résultats obtenus sont comme suit : G3

Température relevée 22 °C	Humidité relevée : 61 %	Date d'essai 30/03/2019
---------------------------	-------------------------	-------------------------

Eprouvette	Dimensions (cm²)	Poids (g)	Masse surfacique (g/m²)	
1	100	3.81	381	
2	100	3.59	359	
3	100	3.61	361	
4	100	3.82	382	
5	100	3.79	379	
6	100	3.78	378	
7	100	3.91	391	
8	100	3.82	382	
9	100	3.65	365	
10	100	3.77	377	
			Moyenne (g/m²)	375.5
			Ecart-type	10.37
			Coefficient de variation	2.76

Géométrie de l'éprouvette :



V. SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DES ESSAIS (VALEURS MOYENNES DES CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES)

Le tableau suivant récapitule les résultats des essais obtenus ainsi
G3

caractéristiques	Norme d'essai	Unités	G3	Réf. Résultats (FT)	Obs
Masse surfacique	ISO-9864	g/m ²	375.5	365	Conforme
R_t (sens longitudinale)	ISO-10319	kN/m	53.82	50 (valeur mini-5%)	Conforme
R_t (sens largeur)		kN/m	54.70	50 (valeur mini-5%)	Conforme

I. Conclusion :

Après avoir réalisé les essais sur **G3** conformément aux normes ISO 9864 et ISO 10319, les résultats obtenus sur l'essai de traction des bandes larges et l'essai de la détermination de la masse surfacique sont **conformes** aux spécifications de la fiche technique fournie par le producteur et élaborée par TEXINOV (Distributeur AFITEX).

A.5- Essais sue le géogrille : G4

I. INTRODUCTION

Nous avons procédé à la réalisation des essais sur l'échantillon de **G4** émanant de CHIMIBAT ALGERIE. Le présent rapport récapitule les résultats des essais réalisés

II. IDENTIFICATION DE L'ECHANTILLON

L'échantillon de géocomposites de type (G4) codifié comme suit :

Date de réception	Référence du produit	Description du produit
06/04/2019	G4	Géo-composites pour renforcement de chaussées

III. ESSAIS REALISES

Les essais réalisés sont comme suit :

- Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)
- Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 - 15/02/2005)

IV. RESULTATS DES ESSAIS

IV.1. Essai de traction des bandes larges (ISO-10319 - 01/06/2008)

Conditions d'essais :

Matériel utilisé : Banc de traction INSTRON 5900.

Type de Mors utilisé : Mors en caoutchouc

Type d'extensomètre : Extensomètre vidéo INSTRON AVE.

Dimensions entre les mors : 10 cm.

Vitesse de déformation : 20%/min.

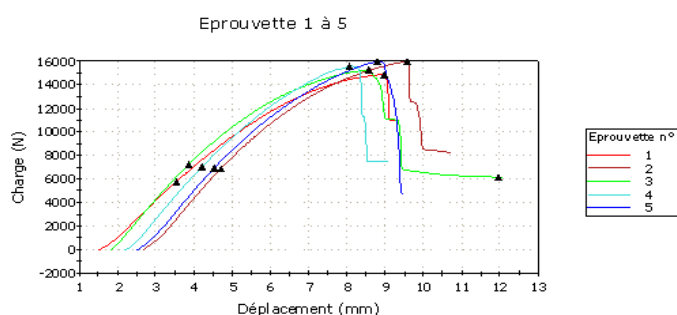
Les résultats obtenus sont comme suit :

G4

Sens de production

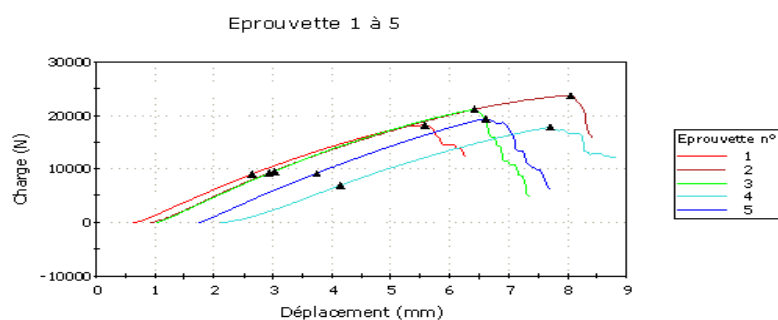
Etat de l'éprouvette : Sec	Longueur : 400 mm	Largeur : 200 mm
Température relevée : 23.4 °C	Humidité relevée : 66 %	Date d'essai : 06/04/2019

Sens de production: courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)	Déformation de traction à Maximum Charge (%)
1	> 74,37	> 14,87	> 7,35
2	> 73,89	> 15,98	> 6,75
3	> 76,40	> 15,28	> 6,65
4	> 77,95	> 15,59	> 5,82
5	> 73,83	> 15,97	> 6,22
Moyenne	> 77,69	> 15,54	> 6,56
Coefficient de Variation	3,03	3,03	8,83
Ecart-type	2,35	0,47	0,58

Sens de Largeur: courbe Force/ Déplacement



	force max/largeur (kN/m)	Maximum Charge (kN)	Déformation de traction à Maximum Charge (%)
1	> 77,62	> 18,26	4,32
2	> 100,95	> 23,75	7,08
3	> 89,79	> 21,13	5,38
4	> 75,75	> 17,82	5,52
5	> 82,45	> 19,40	4,65
Moyenne	> 85,31	> 20,07	5,55
Coefficient de Variation	12,06	12,06	16,29
Ecart-type	10,29	2,42	0,90

IV.2. Essai de détermination de la masse surfacique (ISO-9864 – 15/02/2005)

Résultats obtenus sont comme suit :

G4

Température relevée 23 ° C	Humidité relevée : 63 %	Date d'essai 06/04/2019
----------------------------	-------------------------	-------------------------

Eprouvette	Dimensions (cm ²)	Poids (g)	Masse surfacique (g/m ²)	
1	100	2.79	279	
2	100	2.76	276	
3	100	2.69	269	
4	100	2.74	274	
5	100	2.72	272	
6	100	2.77	277	
7	100	2.78	278	
8	100	2.74	274	
9	100	2.71	271	
10	100	2.73	273	
			Moyenne (g/m ²)	274.3
			Ecart-type	3.03
			Coefficient de variation	1.10

Géométrie de l'éprouvette :

V. SYNTHÈSE DES RESULTATS DES ESSAIS (VALEURES MOYENNES DES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES)

Le tableau suivant récapitule les résultats des essais obtenus ainsi sur : G4

caractéristiques	Norme d'essai	Unités	G4	Réf. Résultats (FT)	Obs.
Masse surfacique	ISO-9864	g/m ²	274.30	270	Conforme
R _t (sens longitudinale)	ISO-10319	kN/m	77.69	50 (valeur mini-5%)	Conforme
R _t (sens largeur)		kN/m	85.31	50 (valeur mini-5%)	Conforme

I. Conclusion :

Après avoir réalisé les essais sur **G4** conformément aux normes ISO 9864 et ISO 10319, les résultats obtenus sur l'essai de traction des bandes larges et l'essai de la détermination de la masse surfacique sont **conformes** aux spécifications de la fiche technique fournie par le producteur et élaborée par CHIMIBAT.

Annexe -C-

Résultats des essais de module de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C et 125ms

Tableaux *N* « Normal » correspondent aux résultats du premier essai IT-CY effectué sur l'éprouvette cylindrique et donnent E_N , les tableaux *R* « Retournée à 90° » aux résultats du deuxième essai IT-CY effectué sur la même éprouvette retournée à 90° par rapport au premier essai et donnent E_R

<i>Epr.:01</i>	<i>Normal</i>	<i>T [°C]</i>	<i>15</i>	<i>Epr.:01</i>	<i>Retournée</i>	<i>T [°C]</i>	<i>15</i>	%
<i>Charge</i>	<i>Déflexion</i>	E_N		<i>Charge</i>	<i>Déflexion</i>	E_R		E_N/E_R
<i>[kN]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[MPa]</i>		<i>[kN]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[MPa]</i>		
3,877	0,0047	6 991		3,901	0,0047	7 119		-1,83%
3,875	0,0045	7 350		3,912	0,0045	6 933		5,67%
3,899	0,0046	7 140		3,910	0,0046	7 255		-1,61%
3,900	0,0043	7 255		3,903	0,0043	6 966		3,98%
3,896	0,0043	7 429		3,915	0,0042	7 337		1,24%
Rigidité S'_m [MPa]		7233		Rigidité S'_m [MPa]		7122		1,53%
Indice des vides [%]		6,9		Indice des vides [%]		6,9		

<i>Epr.:02</i>	<i>Normal</i>	<i>T [°C]</i>	<i>15</i>	<i>Epr.:02</i>	<i>Retournée</i>	<i>T [°C]</i>	<i>15</i>	%
<i>Charge</i>	<i>Déflexion</i>	E_N		<i>Charge</i>	<i>Déflexion</i>	E_R		E_N/E_R
<i>[kN]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[MPa]</i>		<i>[kN]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[MPa]</i>		
3,911	0,0046	7 263		3,872	0,0046	6 804		6,32%
3,912	0,0046	6 899		3,873	0,0046	7 102		-2,94%
3,911	0,0045	6 995		3,872	0,0043	7 002		-0,10%
3,913	0,0043	7 266		3,871	0,0042	6 832		5,97%
3,912	0,0046	7 152		3,873	0,0045	6 755		5,55%
Rigidité S'_m [MPa]		7115		Rigidité S'_m [MPa]		6899		3,04%
Indice des vides [%]		6,8		Indice des vides [%]		6,8		

<i>Epr.:03</i>	<i>Normal</i>	<i>T [°C]</i>	<i>15</i>	<i>Epr.:03</i>	<i>Retournée</i>	<i>T [°C]</i>	<i>15</i>	%
<i>Charge</i>	<i>Déflexion</i>	E_N		<i>Charge</i>	<i>Déflexion</i>	E_R		E_N/E_R
<i>[kN]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[MPa]</i>		<i>[kN]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[MPa]</i>		
3,891	0,0046	7 046		3,910	0,0046	7 295		-3,53%
3,871	0,0045	7 155		3,912	0,0043	7 366		-2,95%
3,891	0,0046	6 896		3,913	0,0043	6 991		-1,38%
3,877	0,0047	6 998		3,910	0,0045	7 313		-4,50%
3,901	0,0045	6 895		3,914	0,0047	7 255		-5,22%
Rigidité S'_m [MPa]		6998		Rigidité S'_m [MPa]		7244		-3,52%
Indice des vides [%]		6,9		Indice des vides [%]		6,9		

Eppr.:04	Normal	T [°C]	15	Eppr.:04	Retournée	T [°C]	15	%
Charge	Déflexion	E _N		Charge	Déflexion	E _R		E _N /E _R
[kN]	[mm]	[MPa]		[kN]	[mm]	[MPa]		
3,911	0,0046	7 145		3,913	0,0046	7 460		
3,912	0,0045	6 933		3,914	0,0048	7 399		-6,72%
3,912	0,0046	6 899		3,918	0,0046	6 940		-0,59%
3,913	0,0043	7 309		3,921	0,0041	7 521		-2,90%
3,911	0,0045	7 239		3,923	0,0046	7 455		-2,98%
Rigidité S'm [MPa]		7105		Rigidité S'm [MPa]		7355		-3,52%
Indice des vides [%]		7,0		Indice des vides [%]		7,0		

Eppr.:05	Normal	T [°C]	15	Eppr.:05	Retournée	T [°C]	15	%
Charge	Déflexion	E _N		Charge	Déflexion	E _R		E _N /E _R
[kN]	[mm]	[MPa]		[kN]	[mm]	[MPa]		
3,911	0,0046	7 051		3,877	0,0046	6 702,00		4,95%
3,912	0,0045	6 933		3,899	0,0047	6 551,00		5,51%
3,911	0,0041	6 755		3,874	0,0046	6 493,00		3,88%
3,911	0,0043	7 002		3,901	0,0043	6 698,00		4,34%
3,913	0,0042	6 709		3,885	0,0045	6 496,00		3,17%
Rigidité S'm [MPa]		6 890		Rigidité S'm [MPa]		6 588		4.38%
Indice des vides [%]		7,1		Indice des vides [%]		7,1		

Eppr.:06	Normal	T [°C]	15	Eppr.:06	Retournée	T [°C]	15	%
Charge	Déflexion	E _N		Charge	Déflexion	E _R		E _N / E _R
[kN]	[mm]	[MPa]		[kN]	[mm]	[MPa]		
3,799	0,0046	7 012		3,921	0,0045	6 925		
3,822	0,0040	6 544		3,901	0,0044	6 455		1,36%
3,901	0,0043	6 515		3,932	0,0041	6 398		1,80%
3,801	0,0044	6 688		3,908	0,0043	6 300		5,80%
3,821	0,0041	6 736		3,932	0,0046	6 322		6,15%
Rigidité S'm [MPa]		6699		Rigidité S'm [MPa]		6480		3,27%
Indice des vides [%]		7,0		Indice des vides [%]		7,0		

Fig. B-1 : Résultat d'un essai IT-CY avec les 5 pulsions de charge dans un sens et dans l'autre.