Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

Mémoire de Magister

Option : Matériaux et Structures

RAHMANI Abderrahmane

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics
Diplômé de l'Ecole Nationale des Travaux Publics

ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT D'UNE CHAUSSEE SOUPLE RENFORCEE PAR GEOGRILLE A BASE DE FIBRES DE VERRE

Soutenu le 19 Janvier 2012 devant le Jury composé de :

Mlle Z. DERRICHE	Professeur ENSTP	Présidente
Mr S. HADDADI	Maitre de conférences USTHB	Examinateur
Mr B. GUETTACHE	Maitre de conférences ENSTP	Examinateur
Mr M. TAKI	Maitre de conférences ENSTP	Encadreur
Mr Z. DJIDJELI	Directeur central de la recherche MTP	Invité

Dédicaces

A mes chers parents,

A mon frère Adel que Dieu ait son âme et le compte parmi ses fidèles au paradis,

A celle qui ma encouragé à commencer et terminer ce travail,

A ma femme Khalida

A mon fils Houssam et mes filles Hadil et Chahd,

A mes adorables frères Lakhdar, Ali, Said, Azzedine, Farid et Ridha,

A mes sœurs Louiza, Djamila et Ouarda et Rihab

A mes neveux, et nièces

Ames oncles et toute ma famille,

A tous mes amis,

Depuis l'enfance

إهداء

إلىأبوي العزيزين

إلى أخي عادل تغمد الله روحه و جعله في عداد أحبائه في الجنة،

إلى التي شجعتني على بداية و إنهاء هذا العمل،

إلى زوجتي خليدة،

إلى ولدي حسام، و بناتي هديل و شهد،

إلى إخوتي الأعزاء لخضر، على، السعيد، عزالدين، فريد و رضا،

إلى أخواتي العزيزات لويزة و جميلة، وردة و رحاب،

إلى أبنائهم و بناتهم و كذا زوجاتهم

إلى أعمامي، أخوالي و كل عائلتي،

إلى كل أصدقائي،

منذ الصغر.

Remerciements

L'achèvement de ce travail n'aurait pas été possible sans la précieuse contribution de nombreuses personnes que je veux remercier ici.

Je tiens à exprimer, en premier lieu, ma gratitude et mes vives reconnaissances à Monsieur M. Taki, Maître de conférences à l'ENSTP qui m'a encadré et guidé pour l'accomplissement de ce travail. Par son soutien, sa grande disponibilité, ses multiples encouragements et ses précieux conseils, il m'a permis d'achever ce travail. Enfin, je tiens à le remercier pour ses qualités humaines d'écoute et son soutien moral pendant les moments difficiles.

Mes très sincères remerciements s'adressent également à M^{lle} Z. Derriche, Professeur à l'ENSTP. Je la remercie beaucoup pour les nombreux conseils qu'elle m'a apportés, pour son accueil chaleureux à chaque fois que j'ai sollicité ses conseils, pour son soutien moral. Je la remercie de l'honneur qu'elle ma fait d'accepter la présidence de ce jury.

Je souhaite exprimer ma gratitude à Monsieur B. Guettache, Maître de conférences à l'ENSTP pour m'avoir donné envie de réaliser une thèse sur le comportement d'une chaussée renforcée par un matériau en fibre de verre au travers de ces cours de Matériaux à l'ENSTP.

Il m'est agréable aussi d'exprimer ma gratitude et mes vifs remerciements aux personnes qui m'honorent en étant membre du jury, à noter :

- Monsieur, S. Haddadi, Maître de conférences à l'USTHB, qui a bien voulu être examinateur,

- Monsieur Z. Djidjeli, Directeur de la recherche au MTP d'avoir accepté d'être membre du jury.

Aussi, un grand remerciement aux responsables dans la Direction de l'Exploitation et de l'entretien Routier (DEER) notamment madame C. Faci pour son aide et ses encouragements qui ont fortement contribué à la réalisation de ce travail sans oublier de rendre un grand hommage à monsieur Mostafa Belguessab que Dieu ait son âme et le compte parmi ses fidèles au paradis.

Au personnel de la Direction des Travaux publics de la Wilaya de Médéa, en particulier, la subdivision de Berrouaghia où les planches expérimentales ont été réalisées.

A mes amis de l'organisme national du contrôle technique des travaux publics (CTTP) messieurs B.Bouamama, Bounekta et Gherdiss et du laboratoire central des travaux publics (LCTP) messieurs Sanhadji, Bensaibi et M. Sadek, qui par leurs aides et leurs encouragements ont fortement contribué à la réalisation de ce travail, sans oublier mes amis du laboratoire des travaux publics du Sud (LTPSud).

Mes remerciements vont à mes amis Monsieur D. Doligez de 6D Solutions et le personnel du laboratoire Epsilon pour l'aide apporté. A mes amis et collègues, messieurs B.Yahiaoui, A. Kehli, K.Yesbaa, K.Hales et Melle F. Laghouati.

Et pour finir, à mes amis A.Boudina, B.Mabrouk, B.Mustapha, Y.Kheladiet R. Messaoud pour le soutien moral dans les moments les plus difficiles pour concrétiser ce travail.

Ces remerciements seraient incomplets si je ne mentionnais pas le soutien de l'ensemble des enseignants de l'ENSTP surtout les membres du laboratoire de recherche.

Résumé

L'objectif de ce travail consiste à évaluer l'apport, en termes de portance de la chaussée, des grilles en fibres de verre intercalées entre les couches de chaussées en tant que matériaux de renforcement. Cette étude est menée en réalisant des planches expérimentales sur des sections choisies au niveau de la RN01 dans la Wilaya de Médéa. La géogrille est intercalée entre l'ancienne couche de roulement et une nouvelle couche en béton bitumineux tout en faisant varier la résistance à la traction du géogrillede 50 et 100 KN/ml. Les résultats enregistrés sont comparés à des sections témoins (sans renforcement) réalisées dans le cadre de la même étude.

Une étude au laboratoire basée sur des essais de fatigue (chargement cyclique) et des essais de flexion quatre points a été menée en parallèle aux planches expérimentales afin de comparer le comportement des éprouvettes en béton bitumineux non renforcées appelées ''éprouvettes témoins'' à celles renforcées par géogrilles à base de fibres de verre appelées ''éprouvettes renforcées''.

De même, un suivi du comportement des planches expérimentales est réalisé vis-à-vis des sollicitations réelles de trafic routier et des effets climatiques pendant une période de vingt et un (21) mois. Les mesures effectuées concernent les caractéristiques de surface de la chaussée, l'état de collage de la grille-enrobé et la portance mesurée par deux appareils (déflectographe Lacroix et HDW).

Ces études ont mis en évidence la réduction et le ralentissement des fissures ascendantes des couches inférieures vers la couche de surface. Elles ont, aussi, démontré que ces renforcements diminuent considérablement les déflexions des chaussées tout en augmentant le module de surface, phénomènes qui se répercutent positivement sur la durée de vie de la chaussée.

***Mots Clés**: Géogrille, fibre de verre, Béton bitumineux, Chaussée, Portance, Déflexion, Renforcement, Essai de fatigue, Flexion.*

Abstract

The objective of this work consists in evaluating the contribution, in terms of bearing capacity of the pavement, the glass fibers grids intercalated between the layers of pavement as materials of reinforcement. This study is conducted by carrying out experimental planks on sections selected at the level of the RN01 in Wilaya of Médéa. The geogrid is intercalated between the old surface course and a new bituminous concrete bed while varying the tensile strength of the geogridin 50 and 100 KN/ml. The recorded results are compared with witness sections (without reinforcement) carried out within the framework of the same study.

A study at the laboratory based on fatigue tests (cyclic loading) and bending tests four points was conducted in parallel to the experimental planks in order to compare the behavior of the asphaltic concrete test-tubes not reinforced called (tubes witnesses) with those reinforced by geogrids containing reinforced glass fibers called (reinforced test-tubes).

In the same way, a follow-up of the behavior of the experimental planks is carried out with respect to the real solicitations of road traffic and the climatic effects during a period of Twenty-one months. Measurements relate to the characteristics of pavement, the state of the grid coating and the bearing capacity measured by two apparatuses (Lacroixdeflectograph and HDW).

These studies highlighted the reduction and the slowdown of the ascending cracks in the lower layers to the surface layer. They have also shown that these reinforcements considerably decrease deflections of pavement while increasing the surface module, phenomena that impact positively on the life of the pavement.

***Key words**: Geogrid, Glass fiber, Asphaltic concrete, Pavement, Bearing capacity, Deflection, Reinforcement, Fatigue test, Bending.*

ملخص

الهدف المنشود من هذه الدراسة هو تحديد الإضافة من ناحية تحمل قارعة الطريق، الشبكة الأرضية المشكلة من الألياف الزجاجيةFibre de verre المدخلة ما بين طبقات قارعة الطريق كمواد تقوية. هذه الدراسة تمت بإنجاز لوحات تجاربيةعلى مقاطع مختارة على الطريق الوطني رقم 01 بولاية المدية. الشبكة الأرضية المشكلة من الألياف الزجاجية مدخلة ما بين طبقة السير القديمة و واحدة جديدة بالخرسانة الزفتية مع تغيير مقاومة الشد للشبكة الأرضية من 50 و 100 كيلونيوتن في المتر الطولي. النتائج المسجلة تمت مقارنتها بمقاطع شواهد (غير مقوات) منجزة في إطار نفس الدراسة.

دراسة في المخبر على أساس تجارب الإجهاد (التحميل الدوري) و تجارب التقوس أربعة نقاط قد أجريت بالتوازي مع المقاطع التجريبية و ذلك لمقارنة سلوك عينات التجارب بالخرسانة الزفتية غير المقواةالمسماة "عينات شواهد" مع تلك المقواة بشبكة الألياف الزجاجية المسماة "عينات تجارب مقواة".

نفس الشيء، متابعة سلوك المقاطع التجريبية أنجز بالنظر للالتماساتالحقيقية لحركة السير في الطريق و التأثيرات الجوية خلال مدة واحد و عشرين شهرا. القياسات التي أجريت تعلقت بخصائص سطح قارعة الطريق، حالة التصاق شبكة الألياف الزجاجية بالخرسانة الزفتية و كذا التحمل الذي تمت قياسه بواسطة جهازين (déflectographe Lacroix و HWD).

هذه الدراسات وضحت الإنقاص و التباطؤ للشقوق الصاعدة للطبقات السفلى نحو طبقة السير. و قد بينت كذلك، أن هذه التقويات تنقص و بشدة الانحناءات لقارعة الطريق مع الزيادة في معامل السطح ، ظواهر تنعكس إيجابيا على مدة حياة قارعة الطريق.

الكلمات المفتاح: شبكة أرضية، ألياف الزجاج، خرسانة زفتية، قارعة الطريق، تحمل، ثني، تقوية، تجربة الإجهاد، تقوس.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE 13

PARTIE 1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE 14

CHAPITREI. AUSCULTATION DES CHAUSSEES SOUPLES 15

1. Principe de la méthode d'auscultation des chaussées souples 15
2. Mesure de la déformabilité de surface 15
3. Portance : Déflexion du revêtement au passage d'un essieu 15
   3.1. Les déflexions 15
   3.2. Appareils de mesure de la portance d'une chaussée 16
4. Mesure d'uni longitudinal 20
   4.1. Essai APL (Analyseur de Profil en long) 20
   4.2. Essai Profilomètre inertiel Laser RSP 21
5. Essais de détection des épaisseurs des chaussées souples 21
   5.1. Essai de carottages 21
   5.2. Essai Géoradar 22
6. Mesure de l'adhérence 23
   6.1. Caractéristiques mesurées 23
   6.2. Résultats 24

Chapitrell. LES MATERIAUX DE RENFORCEMENT 25

1. Constitution des couches des chaussées souples et modes d'endommagement 25
   1.1. La couche de forme 25
   1.2. La couche d'assise (fondation et de base) 25
   1.3. La couche de surface 25
   1.4. Fonctionnement et endommagement des chaussées souples 25
   1.5. Modes de renforcement d'une chaussée souple 25
   1.6. Renforcements des chaussées souples 26
   1.7. Évaluation de la charge admissible d'une chaussée souple 27
   1.8. Suivi de comportement d'une chaussée souple 27
   1.9. Conclusion 27
2. Géosynthétiques 28
   2.1. Les principaux types et leurs applications 28
   2.2. Les principales caractéristiques : physiques, mécaniques et hydrauliques 29
   2.3. Les démarches pour définir un géotextile 30
   2.4. Arborescence 30
3. Géogrilles à base de fibre de verre 31
   3.1. Fibres de verre 31
   3.2. Grilles en fibres de verre enduites 32
   3.3. Principales études, essais et expériences réalisés 33
   3.4. Mise en œuvre de la grille à base de fibre de verre 34
   3.5. Facteur de réduction entre les modules d'élasticité des fibres et des grilles 35
   3.6. Essais de détermination des propriétés mécaniques des géogrilles 35
4. Couche d'accrochage 36

4.1. Liaison des couches bitumeuses sous la grille 36
4.2. Couche d'accrochage des couches bitumineuses 36
4.3. Effet du dosage de la couche d'accrochage 36
5. Enrobés bitumineux de surface 37
5.1. Généralités 37
5.2. **Les essais sur les enrobés bitumineux** 37

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE **39**

PARTIE 2. ETUDE EXPERIMENTALE **40**

CHAPITREI. ETUDE AU LABORATOIRE **41**
1. Présentation des essais et choix des éprouvettes 41
2. Essais de module de rigidité et de fatigue en flexion quatre points 43
2.1. **Essai de module de rigidité en flexion quatre points sur éprouvettes prismatiques** 43
2.2. **Essai de fatigue en flexion quatre points sur éprouvettes prismatiques** 43
3. Spécifications concernant la fabrication de l'enrobé et des éprouvettes 44
3.1. **Fabrication et type d'enrobé** 44
3.2. **Fabrication et stockage des éprouvettes** 44
4. Résultats des essais de module de rigidité et de fatigue 45
4.1. **Résultats de l'essai de module de rigidité** 45
4.2. Résultats des essais de fatigue 46
5. Conclusions du premier chapitre 50

CHAPITREII. CRITERES DE CHOIX DES SECTIONS EXPERIMENTALES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES **51**
1. Choix des sections expérimentales 51
1.1. Historique de la section recevant les planches d'essais 51
1.2. Recueil des données 52
1.3. Analyse des données 53
1.4. Diagnostic et dimensionnement 63
1.5. Comparaison des structures modélisées pour une durée de vie de 02 ans 68
1.6. CONCLUSIONS 70
2. Les matériaux de l'étude 71
.2.1 Les géogrilles à base de fibres de verre 71
2.2. L'enrobé bitumineux 72
2.3. La couche d'accrochage 74
3. Conclusions du deuxième chapitre 75

CHAPITREIII. REALISATION ET SUIVI DES PLANCHES EXPERIMENTALES **76**
1. Localisation et caractéristiques des sections expérimentales 76
2. Réalisation des planches et déroulement des travaux 77
2.1. Nettoyage du support 77
2.2. Epandage de la couche d'accrochage 77
2.3. Mise en place de la géogrille à base de fibres de verre 77
2.4. Réalisation de la couche d'enrobé en béton bitumineux 77
2.5. Contrôle des matériaux 78
3. Suivi visuel de l'évolution de l'état de la chaussée 80

3.1. Relevé visuel de l'état de la chaussée 01 mois après réalisation 80
3.2. Relevé visuel de l'état de la chaussée 06 mois après réalisation 80
3.3. Relevé visuel de l'état de la chaussée 11 mois après réalisation 80
3.4. Relevé visuel de l'état de la chaussée 20 mois après réalisation 81
4. Suivi de l'état du collage de la grille-enrobés 82
4.1. Etat du collage de la grille-enrobé 82
4.2. Relevé des épaisseurs des couches et état du collage 83
4.3. Relevé des épaisseurs à l'aide de l'appareil Géoradar 83
5. Suivi de l'évolution de la portance 84
5.1. Mesure des déflexions avec le déflectographe Lacroix 84
5.2. Mesure de la déflexion avec l'appareil HWD 86
5.3. Conclusion 94
6. Evolution de l'uni de la chaussée 96
6.1. Mesure de l'uni longitudinal (Coefficient IRI et CAPL25) 96
6.2. Mesure de l'uni transversal (profondeur d'orniérage) 97
7. Suivi de l'évolution de l'adhérence de la chaussée 98
7.1. Mesure de la profondeur moyenne de la texture PMT (après réalisation des planches) 98
7.2. Mesures de PMT avant et après réalisation des planches 99
7.3. Evolution des mesures de PMT avant et après réalisation 100
7.4. Mesure du coefficient SRT 100
8. Conclusions du troisième chapitre 102

CHAPITREIV. RESULTATS ET OBSERVATIONS 103
1. Influence du renforcement en géogrille sur la portance de la chaussée (déflectographe Lacroix) 103
2. Influence du renforcement en géogrille sur la portance de la chaussée (HWD) 104
2.1. Influence du renforcement en géogrille sur l'évolution des déflexions normalisées 104
2.2. Influence du renforcement en géogrille sur l'évolution des modules de surfaces calculés 104
2.3. Comparaison des évolutions des déflexions normalisées et des modules de surface par point de mesure 105
2.4. Comparaison des évolutions des moyennes des déflexions normalisées et des modules de surface 107
2.5. Evaluation du gain en portance des sections renforcées par géogrille 109
3. Conclusion du quatrième chapitre 110

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES 111

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 113

L I S T E D E S F I G U R E S

Partie 1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I. AUSCULTATION DES CHAUSSEES SOUPLES

Figure1.1. Principe de la mesure déflectographe Lacroix 17
Figure 1.2. Appareil HWD 18
Figure 1.3. Bassin de déflexions d'une chaussée souple 18
Figure 1.4. Différents thermomètres pour enregistrement de la température 19
Figure 1.5. Schéma de principe de l'APL 21
Figure 1.6. Extraction des échantillons carottés 22
Figure 1.7. Géoradar 23
Figure 1.8. L'essai de mesure PMT 24
Figure 1.9. L'essai Pendule SRT 24

Chapitre II. LES MATÉRIAUX DE RENFORCEMENT

Figure 2.1. a. Grille tissé b. grille soudée 32
Figure 2.2. ouvertures des faisceaux de fibres de verres 36

Partie 2. ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre I. ETUDE AU LABORATOIRE

Figure 1.1.a et b. fabrication des plaques d'enrobés au laboratoire 42
Figure 1.2. Eprouvette renforcée en géogrille 42
Figure 1.3. Banc de flexion 04 points 42
Figure 1.4. Principe de base de l'essai de flexion à 4 points 42
Figure 1.5. Différentes phases de préparation des éprouvettes au laboratoire, a, b et c. 44
Figure 1.6.éprouvette R_3 en banc de flexion 04 points en cours d'essai 44
Figure 1.7. Variation du module de rigidité en flexion en quatre points en fonction de la fréquence et température 45
Figure 1.8. Variation de la force en fonction du nombre de cycles pendant l'essai de fatigue 47
Figure 1.9. Courbes du module complexe en fonction du nombre de cycles appliqués 47
Figure 1.10.Durées de vie conventionnelles et courbes du module complexe en fonction du nombre de cycles 49

Chapitre II. CRITERES DE CHOIX DES SECTIONS EXPERIMENTALES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

Figure 2.1.Plan de situation des planches expérimentales 51
Figure 2.2. Appareil déflectographe Lacroix (RN01 Pk129+000 avril 2009) 52
Figure 2.3. Appareil de mesure de l'uni longitudinal APL 25 (RN01 Pk129+000 (avril 2009) 52
Figure 2.4. Relevé de dégradations sur site des planches expérimentales (début août 2009). 53
Figure 2.5.a. Sondage effectué au Pk:127+500 (04/03/2009), b. Carotte prélevée au Pk:129+000, 53
Figure 2.6. Mesure de la profondeur d'orniérage (RN01 Pk 129+000, début aout 2009) 53
Figure 2.7. Déflexions mesurées avant réalisation (Avril 2009 déflectographe Lacroix) 55
Figure 2.8. Courbes de mesure d'uni longitudinal (Coefficient CAPL 25 et IRI), Avril 2009. 57
Figure 2.9. Photos prises sur RN01 pk 129+000 Avant réalisation des travaux, 58
Figure 2.10. Mesure de l'uni transversal sur RN01site expérimental Avant réalisation des travaux 58
Figure 2.11. Relevé de dégradation effectué sur site photos prises avant réalisation des travaux 59
Figure 2.12. Mesure de la profondeur moyenne de texture PMT 60
Figure 2.13. Schématisation des points de mesure PMT 60
Figure 2.14. Courbes de mesures de PMT des différents points de chaussée avant réalisation 60
Figure 2.15. Comparaison et variation du PMT avant et après réalisation des planches 61
Figure 2.16. Sondage réalisé après achèvement des travaux pour les besoins du calage pour géoradar 62
Figure 2.17. Photos géoradar en cours de réalisation de l'essai sur site des planches 62
Figure 2.18. Coupes traités par logiciel du géoradar 62
Figure 2.19.Structure de l'ancien corps de chaussée 63
Figure 2.20. Représentation d'un model tricouches 64
Figure 2.21. Schéma de la structure à renforcer 65
Figure2.22.: Modélisation de la structure de renforcement 66

Figure 2.23. Courbes de déformations admissibles en fonction de la durée de vie et le trafic cumulé 68
Figure 2.24. Modélisation avec différentes structures de chaussée (Durée de vie: 02ans) 69
Figure 2.25. Courbes de rupture de la géogrille à base fibre de verre utilisé de 50KN et de 100KN 71
Figure 2.26. Mise en place de la géogrille à base de fibre de verre 72
Figure 2.27. Courbes granulométriques des fractions granulaires 72
Figure 2.28 Courbe granulométrique issue de la formulation d'enrobé 74
Figure 2.29. Contrôle du dosage de la couche d'accrochage avant et après mise en place de la géogrille 74

Chapitre III. REALISATION ET SUIVI DES PLANCHES EXPERIMENTALES

Figure 3.1.Descriptif sommaire des planches expérimentales 76
Figure 3.2. Mise en œuvre de la couche d'accrochage en émulsion cationique 77
Figure 3.3. Mise en place de la géogrille 77
Figure 3.4. Mise en ouvre de la couche de revêtement en béton bitumineux 78
Figure 3.5.Contrôle en cours d'exécution des planches, contrôle de la température de mise en ouvre 78
Figure 3.6. Courbes granulométriques du mélange bitumineux BB 0/14 des différents prélèvements 79
Figure 3.7. Aspect visuel de la surface de la chaussée 01 mois après réalisation, a, b et c. 80
Figure 3.8. Aspect visuel de la surface de la chaussée 06 mois après réalisation, a, b et c. 80
Figure 3.9. Aspect visuel de la surface de la chaussée 11 mois après réalisation, a, b et c. 80
Figure 3.10. Aspect visuel de la surface de la chaussée 20 mois après réalisation (02 sections) 81
Figure 3.11. Un échantillon extrait de la couche de roulement renforcée 83
Figure 3.12. Composite béton bitumineux -Géogrille 83
Figure 3.13. Extraction de la grille et séparation des couches 83
Figure 3.14. Echantillon prélevé sous la nouvelle chaussée en BB6cm non renforcée 83
Figure 3.15. Carotte prélevée,mesure de l'épaisseur 83
Figure 3.16. Image de traitement géoradar traité par logiciel RADAN 83
Figure 3.17. Courbes des déflexions mesurées avant et après réalisation des planches expérimentales 84
Figure 3.18. Courbes des déflexions des différentes planches expérimentales (influence du renforcement) 85
Figure 3.19. Courbes de comportement des différentes sections expérimentales Déflexions caractéristiques 86
Figure 3.20. Bassins des déflexions normalisées des différentes sections par géophone 87
Figure 3.21. Courbes des modules de surface des sections expérimentales 88
Figure 3.22.a. Histogrammes des bassins de déflections normalisés des différentes planches par géophone (1ère) 89
Figure 3.22.b. Histogrammes des modules de surface des différentes planches par géophone (1èremesure) 89
Figure 3.23. Bassins des déflexions normalisées des différentes sections par géophone 91
Figure 3.24. Courbes des modules de surface et charge Appareil HWD des sections expérimentales 92
Figure 3.25.a. Histogrammes des bassins de déflections normalisés des différentes planches par géophone (2ème) 93
Figure 3.25.b. Histogrammes des modules de surface des différentes planches par géophone (2ème mesure) 93
Figure 3.26.Courbes de mesure d'indice IRI par section (appareil RSP 5051 MarkIV) en août 2010 95
Figure 3.27. Mesure de la profondeur d'ornière sur site expérimentale après 21 mois de la réalisation 96
Figure 3.28. Mesure de la profondeur moyenne de texture PMT après réalisation des planches, a et b. 97
Figure 3.29. Courbes de mesures de PMT des différents points de chaussée avant et après réalisation 98
Figure 3.30. Différentes courbes de mesure du PMT avant et après réalisation (ancien revêtement) 98
Figure 3.31. Comparaison et variation du PMT avant et après réalisation des planches 99
Figure 3.32. Mesure du coefficient de frottement SRT après réalisation des planches, a et b. 99

Chapitre IV. RESULTATS ET OBSERVATIONS

Figure 4.1.Evolution des déflexions caractéristiques avant et après réalisation (déflectographe Lacroix) 102
Figure 4.2. Courbes de déflexions normalisées du géophone central par point de mesure 103
Figure 4.3. Courbes des modules de surfaces par point de mesure à plusieurs températures de surfaces 104
Figure 4.4. Evolution des déflexions normalisées et modules de surface des différentes planches 105
Figure 4.5.Histogrammes des moyennes des déflexions normalisées HWD par section expérimentale, par période 106
Figure 4.6.Histogrammes des moyennes des modules de surface HWD par section expérimentale, par période 107
Figure 4.7.Evolution des moyennes des déflexions normalisées et des modules de surface par section 108

Annexes

Figure 1.Photos prises avant réalisation des travaux et présentation des dégradations enregistrées parphotos 117
Figure 2.Photos prises 06 et 11 mois après réalisation des planches expérimentales et aspect visuel de la surface 123
Figure 4.Echelle d'interprétation d'IRI (International Roughness Index) 126

Figure 5. Photos prises 20 mois après réalisation des planches expérimentales et aspect visuel de la surface 127

L I S T E D E S T A B L E A U X

Partie 1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I. AUSCULTATION DES CHAUSSEES SOUPLES

Tableau 1.1. Facteur f dépend de la distribution des contraintes 20

Chapitre II. LES MATÉRIAUX DE RENFORCEMENT

Tableau 2.1. Composition du verre standard utilisé dans les fibres de renforcement 31
Tableau 2.2. Comparaison entre modules d'élasticité à la traction des fibres et de grilles 35
Tableau 2.3. Comparatif des modules d'élasticité à la traction des fibres et matrices des différents types de fibres 35

Partie 2. ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre I. ETUDE AU LABORATOIRE

Tableau 1.1. Résultats de l'essai de modules de rigidité 45
Tableau 2.2. Résultats de la force en fonction du nombre de cycles appliqués 46
Tableau 3.4. Durée de vie en fatigue conventionnelle – Critère à 50%E_{ini} et à 20%E_{ini} 48

Chapitre II. CRITERES DE CHOIX DES SECTIONS EXPERIMENTALES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

Tableau 2.1. Résultats de calcul du trafic obtenus 54
Tableau 2.2. Résultats de la déflexion caractéristique de la section expérimentale (Avril 2009) 56
Tableau 2.3. Evaluation de la portance résiduelle de la chaussée en fonction des classes de déflexion et du trafic 56
Tableau 2.4. Classes et seuils de déflexions 56
Tableau 2.5. Récapitulatif évaluation portance résiduelle et classe de portance 56
Tableau 2.6. Valeurs des CAPL et IRI trouvés 57
Tableau 2.7. Seuils admissibles du CAPL25 57
Tableau 2.8. Seuils admissibles d'IRI 58
Tableau 2.9.Seuils des profondeurs d'orniérages enregistrés 58
Tableau 2.10. Récapitulatif des dégradations enregistrées 59
Tableau 2.11. Résultats des mesures de PMT avant réalisation des planches(avril 2009) 60
Tableau 2.12. Résultats des mesures de SRT avant réalisation des planches 61
Tableau 2.13. Classe d'épaisseurs 64
Tableau 2.14. Modélisation de la structure à renforcer 64
Tableau 2.15.Caractéristiques de la nouvelle couche de roulement 65
Tableau 2.16.Données de base de calcul pour le dimensionnement de la structure de renforcement 66
Tableau 2.17. Récapitulatif des déformations admissibles $\varepsilon_{t,adm}$et ε_{zadm} 67
Tableau 2.18. Calcul des déformations admissibles en fonction de la durée de vie 67
Tableau 2.19. Résultats de calcul déformations admissibles et durée de vie 68
Tableau 2.20. Comparaison des résultats de modélisation des différentes structures à 02 ans 69
Tableau 2.21. Résultats de l'essai de traction de la géogrille force maximale et allongement à la rupture 71
Tableau 2.22. Caractéristiques des agrégats utilisés dans le mélange hydrocarboné obtenues 72
Tableau 2.23. Caractéristiques d'identification du bitume utilisé prélevé à la centrale d'enrobé 73
Tableau 2.24. Les essais physiques et mécaniques réalisés ainsi que les résultats obtenus 73
Tableau 2.25. Résultats des essais de performances mécaniques réalisés (Marshall et Duriez) au mélange 73
Tableau 2.26. Résultats d'essais réalisés surcouche d'accrochage 74

Chapitre III. REALISATION ET SUIVI DES PLANCHES EXPERIMENTALES

Tableau 3.1. Teneurs en liant déterminées par extraction à chaud 78
Tableau 3.2. Caractéristiques physiques des carottes prélevées 79
Tableau 3.3. Résultats des déflexions moyennes et caractéristiques des sections expérimentales selon les dates 85
Tableau 3.4. Evolution des déflexions caractéristiques des sections expérimentales selon les dates de mesures 85
Tableau 3.5. Résultats des déflexions mesurées 86
Tableau 3.6. Déflexions normalisées 87
Tableau 3.7 Déflexions normalisées par section expérimentale 87
Tableau 3.8. Modules de surfaces calculés par géophone 88
Tableau 3.9. Résultats obtenus des déflexions mesurées 90

Tableau 3.10. Déflexions normalisées à une charge de référence 6,5t 90
Tableau 3.11. Déflexions normalisées par section expérimentale 91
Tableau 3.12. Modules de surfaces calculés par géophone 92
Tableau 3.13. Résultats de l'IRI et CAPL25 95
Tableau 3.14. Comparaison de l'uni longitudinal des planches expérimentales 95
Tableau 3.15. Mesures de PMT après réalisation des planches 97
Tableau 3.16. Mesures de SRT après réalisation des planches 100

Annexes

Tableau 1. Résultats des déflexions mesurées, moyennes et caractéristiques par section expérimentale 116
Tableau 2. Calcul sous Alizé-Lcpc- Dimensionnement des structures de chaussées selon la méthode rationnelle 120
Tableau 3. Calcul sous Alizé-Lcpc- Dimensionnement des structures de chaussées de la structure renforcée 121
Tableau 4.Résultats de la mesure de la densité en place des accotements 122
Tableau 5.Résultats du mélange bitumineux 122
Tableau 6.Résultats de déflexions mesurées, moyennes et caractéristiques par section expérimentale (déc 2009) 124
Tableau 7. Résultats de déflexions mesurées, moyennes et caractéristiques par section expérimentale (Oct 2010) 125

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

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

Liste des symboles

d_m	Déflexion moyenne
d_c	Déflexion caractéristique
d_i	Déflexion mesurée au point i
n	Nombre de points
σ	Ecart type des déflexions maximales
q	Charge appliquée
σ	Ecart type
C_i	Classe de déflexion
d_r	Déflexion en surface à une distance radiale r
d(0)	Déflexion en surface au centre de la plaque
a	Diamètre de la plaque
r	Distance radiale
f	Facteur qui dépend de la distribution des contraintes
d_i	Déflexions maximales HWD au géophone n°i
S_i	Modules de surface HWD au géophone n°i
υ	Coefficient de Poisson
E	Module d'Young
σ_{axiale}	Contrainte axiale
ε_{axiale}	Déformation axiale
K	Coefficient en fonction du type du revêtement
V	Volume de billes de verre versé (ou sable fin) calibré ;
D	Diamètre de la tache de sable
S	Surface de la tache de sable
ε_6	Déformation limite détenue au bout de 10^6cycles avec une probabilité de rupture de 50% à 10C° et25HZ.
b	Pente de la droite de fatigue
S_N	Dispersion sur la loi de fatigue
S_h	Dispersion sur les épaisseurs de mise en œuvre(en cm)
K_c	Facteur lié au calage des résultats du modèle avec le comportement observé sur chaussée
K_r	Coefficient de risque
K_S	Défaut de portance
C	Coefficient reliant la variation de déformation dans la chaussée à la variation aléatoire d'épaisseurs
Δh	Variation aléatoire d'épaisseurs
δ	Ecart-type en fonction de la dispersion
A	Coefficient d'agressivité d'un Poids Lourd
ε_t	Déformation tangentielle à la base de la nouvelle couche du BB
$\varepsilon_{t,adm}$	Déformation tangentielle admissible
ε_z	Déformation verticale au niveau du sol support
$\varepsilon_{z,adm}$	Déformation verticale admissible au niveau du sol support
E_θ	Module à une température θ°C, 10Hz
F	Force
R	Réaction normale au sol due à la charge sur roue
TVN	Tout Venant Naturel
TPL	Trafic Poids Lourd
TJMA	Trafic Journalier Moyen Annuel
PL	Poids Lourd
Tms	Trafic Poids Lourds de l'année de mise en service
Tce	Trafic cumulé écoulé
Te	Trafic cumulé écoulé supporté par l'ancienne chaussée
Tcp	Trafic cumulé calculé à la fin de la durée de vie escomptée en nombre cumulé de PL
Tg	Trafic global
Ti	Classe i du trafic de calcul de l'année de mise en service
CU	Charge utile en tonnes
n	Nombre d'années s'écoulant entre l'année de comptage et l'année de mise en service

N	Durée de vie escomptée prévisionnelle
Ne	Durée de vie écoulée de la chaussée depuis le dernier renforcement
NE	Trafic équivalent
T_1 et T_2	Eprouvettes témoins sans renforcement
R_1 et R_2	Eprouvettes renforcées avec de la géogrille à base de fibre de verre de 100KN/m2
R_3 et R_4	Eprouvettes renforcées avec de la géogrille à base de fibre de verre de 50KN/m2
E*	Module Complexe
T°	Température en degré °
f	Fréquence en [Hz]
ε	Déformation
Φ	Angle de phase
z	Flèche
E_{ini}	Module de rigidité initial, mesuré après 100 cycles d'application de la charge
E_{fat}	Module à la rupture conventionnelle égal à la moitié du module de rigidité initial
N_{fat}	Durée de vie en fatigue de l'éprouvette
-ε-F max (%)	Déformation à force maximale (%)
Fe1 (N)	Force appliqué 1 (N)
s	Ecart type
v	Coefficient de variation
K	Module de richesse

Liste des abréviations

PCI	Indice de service
Tex	Unité de mesure textile qui indique le poids de matière
PVC	Polychlorure de Vinyle Chloré
BB	Béton bitumineux
GB	Grave Bitume
BBSG	Béton bitumineux Semi-Grenus
BBME	Béton bitumineux à Module Elevé
BBS	Béton Bitumineux Souple
PCG	Presse à Cisaillement Giratoire
BLI	Poutre de Benkelman
HWD	Heavy Weight Deflectometer
ELMOD	Evaluation of Layer Moduli and Overlay Design
APL	Analyseur de Profil en Long
CAPL25	Coefficient d'Analyseur de Profil en Long
RSP	Road Surface Profilometer
IRI	International Roughness Index
PK	Point Kilométrique
PMT	Profondeur Moyenne de Texture
CFL	Coefficient de Frottement Longitudinal
SRT	Coefficient de frottement
RP	Réseau Principal
GG 100, 50	Géogrille d'une résistance à la traction de 100KN/m2 et de 50KN/m2
MDE	Coefficient Essai Micro Deval Humide (%)
LA	Coefficient Essai Los Angeles (%)
CA	Coefficient d'Aplatissement (%)
ES	Equivalent de sable à 10% de fines
PS	Propreté superficielle (%)
TBA	Point de ramollissement en °C (Température Bille et Anneau)

INTRODUCTION GENERALE

L'augmentation énorme du trafic routier, a provoqué des désordres importants sur les chaussées. Ajoutés à d'autres facteurs, environnementaux et de température, la durée de vie des chaussées est considérablement diminuée d'où la nécessité de rattraper ce déficit par d'autres techniques pour lutter contre les dégradations dont l'orniérage et lafissuration, deux désordres importants sur la chaussée qui abaissent considérablement le niveau de service rendu à l'usager de la route.

Souvent, un renforcement en plusieurs couches (couche de fondation et de roulement) règlera le problème mais avec un investissement lourd. L'interposition d'une armature en fibres de verre entre l'ancienne chaussée et une nouvelle couche en béton bitumineux dans le cadre de l'entretien simple est l'une des techniques qui apparaît efficace pour augmenter la portance des chaussées souples,retarder l'apparition des dégradations et augmenter la durée de vie de la chaussée.

Le présent travail consiste à évaluerl'apport des grilles en fibres de verre intercalées entre les couches de chaussées en tant que matériaux de renforcement. Cette étude est menée en réalisant des planches expérimentales sur des sections choisies au niveau de la RN01dans la Wilaya de Médéa. La géogrille est intercalée entre l'ancienne couche de roulement et une nouvelle couche en béton bitumineux tout en faisant varier la résistance à la traction de lagéogrille(50 et 100 KN).Lesrésultats enregistrés sont comparésà des sections témoins (sans renforcement) réalisées dans le cadre de la même étude.

Une étude au laboratoire a été menée en parallèle aux planches expérimentales afin de comparerle comportement des éprouvettes en béton bitumineux non renforcées appelées ''éprouvettes témoins''à celles renforcées pargéogrilles à base de fibres de verre appelées''éprouvettes renforcées''.

Ainsi, nous avons structuré le présent mémoire en cinq chapitres : un premier chapitre consacré à la recherche bibliographique comprenant le comportement des chaussées souples,leurs modes d'endommagement, le comportement des géosynthétiquesd'une façon globale et les géogrilles à base de fibres de verre d'une façon plus détaillée.

Le deuxième chapitre présente les différentscritères de choix des planches expérimentalesetles matériaux choisis et utilisés pour cette étude.

Les différentes phases de l'étude expérimentale sont présentées dans le troisième et le quatrième chapitre. Ces deux chapitres décrivent la réalisationet le suivi du comportement des planches d'essai, ils présentent, aussi, les résultats de contrôle des matériaux utilisés avant, en cours et après réalisation des travaux. Le suivi du comportementdesplanches expérimentales est réalisé vis-à-vis des sollicitations réelles de trafic routier et des effets climatiques pendant une période de vingt et un (21) mois.

Le cinquièmechapitre est réservé à la présentation et aux analyses des résultats enregistrés pendant toute la période du suivi des planches expérimentales. Les mesures effectuées concernent les points suivants : - les caractéristiques de surface de la chaussée, - l'état de collage de la grille enrobé, - la portance de la chaussée mesurée par deux appareils déflectographe Lacroix et HDW.

Les essais au laboratoire sont présentés et commentés dans le cinquième chapitre. Ces essais sont effectués sur des éprouvettestémoins (non renforcés) et des éprouvettes renforcées par des géogrilles à base de fibres de verre. Des essais, effectués sur éprouvettes soumises à la flexion quatre points, ont pour but de déterminer l'évolution du module de rigidité et la résistance à la fatigue.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en évidence l'apport des renforcements en termes de déformations et de dégradations des revêtements bitumineux.

Partie 1.ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Cettepartie est entièrement consacrée à une étude bibliographique sur l'auscultation et le renforcement des chaussées souples par géosynthétiques. Il porte particulièrement sur:

- Les méthodes d'auscultation et de détermination des caractéristiques structurelles et superficielles des chaussées souples;
- Les modes de fonctionnement, d'endommagement et de renforcement des chaussées souples ainsi que les méthodes de conception;
- La description des caractéristiques des différents matériaux qui constituent le corps des chaussées souples ;
- Les propriétés des matériaux composites de renforcement en fibres de verre utilisés pour le renforcement des chaussées ;
- La présentation des principaux essais et matériels utilisés dans l'auscultation des chaussées ;
- L'apport du renforcement en termes de déformation et de résistance.

Chapitrel. AUSCULTATION DES CHAUSSEES SOUPLES

L'auscultation des chaussées vise à établir une description clinique de l'état de la chaussée et à rechercher les causes de cet état. Elle consiste à:

- Avoir des renseignement précis et objectifs de l'état de la chaussée pour mettre en place une politique d'entretien à court, moyen et long terme ;
- Evaluer l'évolution de l'état de la chaussée à différents termes ;
- Localiser précisément l'état des paramètres tels que l'uni transversal et longitudinal, la glissance et les dégradations de surface ;
- Optimiser le budget d'entretien et de maintenance, par définition restreint ;
- Simuler des différents scenarios de politiques d'entretien ;

1. Principe de la méthode d'auscultation des chaussées souples

L'auscultation des chaussées en vue de leur renforcement se rattachent aux trois types suivants[22, 27]:

- Auscultation non destructive de certains paramètres du comportement mécanique (déflexion, rayon de courbure de la déflexion, propagation d'ondes, etc.…), dont la forme réside dans l'utilisation de la déflexion pour calculer l'épaisseur de renforcement à l'aide de diverses formules expérimentales ou théorique ;

  Avantage : très rapide et peu couteux ;

  Inconvénient : la liaison entre la déflexion et l'état de dégradation de la chaussée est de nature globale et statistiques.

- Observation de l'état de surface de la chaussée (appréciation de la qualité de surface par référence aux dégradations des chaussées souples, mesure d'uni, etc.) :
- Observations internes : sondages et carottages, appréciation du sol support, etc.) :

De même, il faut toujours poser la question du but recherché par le renforcement : s'agit-il d'une chaussée à la fin de sa vie (renforcement curatif) ou d'une chaussée encore en bon état mais sur laquelle on prévoit un très fort trafic auquel elle ne saurait résister (renforcement préventif).

2. Mesure de la déformabilité de surface

Une charge mobile induit à la surface d'une chaussée un bassin de déflexion. La surface de cette zone et sa profondeur (amplitude) sont en fonctions du type et de l'état de la structure ainsi que de la valeur de la charge. La mesure de déformabilité de surface consiste à fixer ou à poser, au point de la chaussée où on veut faire l'essai, un capteur permettant de mesurer le déplacement vertical. On approche progressivement une charge roulante, qui, à un moment donné, passe sur celui-ci, puis s'en éloigne. Les variations de la déformation verticale de la chaussée en fonction de la distance qui sépare le point de mesure et le point d'application de la charge constituent la ligne d'influence qui est mesurée par le capteur [36, 70].

3. Portance : Déflexion du revêtement au passage d'un essieu

3.1. Les déflexions

Une déflexion est par définition une modification progressive de position ou d'une trajectoire sous l'effet d'un phénomène physique. En mécanique des structures, une déflexion est le déplacement obtenu en un point d'un corps sous l'effet d'un chargement statique ou dynamique.

Sous l'effet de la charge verticale exercée par le déflectomètre, la déflexion est exprimée en micron de mètre. La déflexion donne une indication sur la portance et la rigidité globale de la chaussée.

L'amplitude de la déflexion est intimement liée aux propriétés et dimensions du corps de chaussée[27, 37, 38, 69].

Les facteurs qui influent sur la variation des déflexions sont [27, 37, 38, 69]:

1. le premier facteur est la charge ;
2. Le second facteur est l'épaisseur de chaussée ou plus précisément l'épaisseur des couches de chaussée ;
3. Le troisième est la valeur des modules du sol et diverses couches de la chaussée.

3.2. Appareils de mesure de la portance d'une chaussée

La portance d'une chaussée est mesurée avec les appareils suivants[4, 27, 37, 38, 68, 69]:

- Le Curviamètre ;
- Poutre de Benkelman (BLI)
- Le déflectographe LACROIX.
- Le déflectographe à masse tombante (HWD)

Ces appareils mesurent en commun la déflexion d'une chaussée souple, les deux derniers appareils permettent un meilleur rendement et fournissent une information plus complète sur l'état structurel avec une exploitation des résultats plus poussés.

- **Curviamètre**

Le but de l'essai est d'évaluer la portance résiduelle à partir des mesures de la déflexion et du rayon de courbure.

- **Poutre de Benkelman (BLI)**

Le but de l'essai est la mesure de la déflexion et éventuellement l'évaluation du rayon de courbure. Le produit des deux grandeurs rayon de courbure et déflexion permet de caractériser la rigidité relative du corps de chaussée par rapport au sol support de fondation. Il intervient, de ce fait, comme critère de décision pour le choix de l'épaisseur de renforcement des chaussées souples.

3.2.1. Déflectographe LACROIX

Evaluer la portance résiduelle d'une chaussée souple en vue de déterminer sa durée de vie résiduelle et d'en calculer son redimensionnement éventuel.

3.2.1.1. Principe de la méthode

Appareil roulant à (3 $\pm$ 1) km/h et mesurant, à intervalles réguliers (par pas de 3,7 m), la déflexion et le rayon de courbure de la chaussée. La mesure se fait à l'aide d'une poutre de mesure en forme d'un T munie de capteurset placée sous l'essieu arrière.

La ligne d'influence d'une charge mobile est déterminée via la mesure de la déflexion d'une chaussée souple soumise à la charge d'un essieu standard de 13 tonnes. Les extrémités du traîneau de mesure (poutre) constituant un triangle de référence. La déflexion du revêtement est égale au déplacement vertical du palpeur placé sur le bras de mesure lorsqu'il est au droit de la charge. Les déflexions sont mesurées en continu sur une distance de 1,70 m par pas de 3,70 m[15, 28].

3.2.1.2. Appareillage et description du matériel

Le déflectographe LACROIX est composé [15, 28]:

- D'un camion à deux essieux avec l'essieu arrière chargé à 13t (en Algérie) ;
- D'un appareillage de mesure fixé sous le véhicule et comprenant :
  - Une poutre de référence en forme de T ;
  - Deux bras palpeurs ;
  - Le système de traction et de guidage ;
  - Le dispositif électronique de transformation des signaux et d'enregistrement ;

L'appareil de mesure est monté sous un camion dont la charge d'essieu arrière, simple à roues jumelées, peut être ajustée grâce au remplissage d'un réservoir à eau. La pression de gonflage des pneus arrière est de 7,36 bars.

3.2.1.3. Principe de mesure

Le principe de mesure est schématisé dans la figure 1.1. [15, 28].

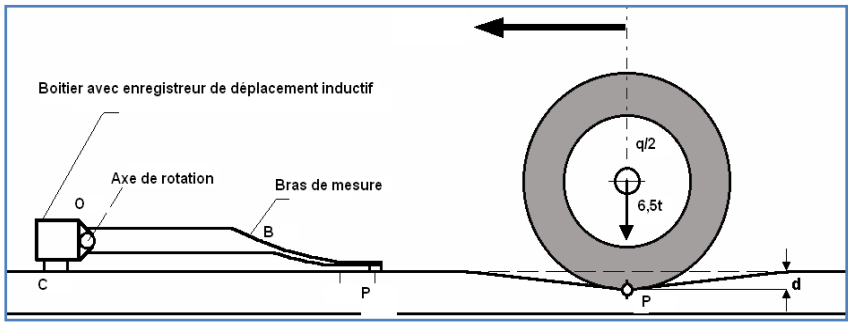


Figure1.1. Principe de la mesure déflectographe Lacroix

La déformation verticale de la chaussée en un point P sous l'influence de la charge se traduit par un déplacement vertical de l'extrémité de chacun des deux bras palpeurs: rotation du bras B autour d'un axe fixe (O).

Chaque bras est lié à l'ensemble de référence constitué par la poutre en forme de T.

La déflexion *d* est une fonction de la charge appliquée *q*. *d=f(q)* *q*=13t en Algérie (soit 6,5t par jumelage);

Chaque palpeur (C) transforme le mouvement mécanique engendré par le déplacement vertical du bras en un signal électronique proportionnel.

Le cycle de fonctionnement de l'appareil se décompose en deux parties:

- Rappel de la poutre en butée avant, positionnement pour la mesure suivante : la distance bras palpeur-jumelage arrière est maximale;
- La mesure proprement dite : l'appareillage est désolidarisé du véhicule qui avance jusqu'à ce que l'extrémité du bras palpeur soit engagée sous le jumelage jusqu'au voisinage de la verticale de l'essieu (2,5cm après la verticale), zone où la déflexion maximale (d) est normalement enregistrée [28].

3.2.1.4. Exploitation des résultats

La déflexion est exprimée en centièmes de mm, la précision des mesures étant de $\pm$ 0,05 mm. La portance résiduelle d'une section de chaussée souple auscultée à l'aide du déflectographe Lacroix est celle de la frayée la plus déformable de toute la section et est caractérisée par [15, 27, 28, 37, 38]:

- *d*, la déflexion moyenne de 5 valeurs consécutives (sur une distance d'environ 20 m) ;
- d_m, la déflexion moyenne de 55 – 35 valeurs consécutives (sur une distance d'environ 200–130m);
- d_c, la déflexion caractéristique ($d_c = d_m + 2\sigma$) des mêmes 55 – 35 déflexions consécutives (σ étant l'écart type de ces valeurs).

a. Exploitation manuelle : elle consiste, à partir du film, à classer les valeurs de déflexions dans les classes de 252/100 de millimètre, puis à calculer la moyenne générale et l'écart-type. Ce classement se fait, par tronçons. On analyse à l'intérieur de chaque tronçon les valeurs de déflexion supérieures à la limite admissible.

b. Exploitation automatique : réalisée à partir du système d'enregistrement magnétique dont est équipé le déflectographe Lacroix;

La courbe $m+2\sigma$ (moyenne + 2 écarts-types) est présentée sous forme de moyenne glissante sur un tronçon par pas;

3.2.2. Déflectomètre à masse tombante HWD

3.2.2.1. Présentation, intérêt et principe de mesure

L'appareil HWD(Heavy WeightDeflectometer)est équipé de 9 à 15 géophones mesurant le bassin de déflexions, un capteur de force relevant la charge sous la plaque et des poids qui permettent, en changeant la hauteur de chute, d'atteindre une charge variant de 7 à 120 kN (HWD) ou de 30 à 240 kN.

Le HWD est conçu pour mesurer le bassin des déflexions provoqué par une masse tombante appliquée sur une plaque (de diamètre 30 cm). Il se compose d'une remorque tractée de 850 kg environ transportant les éléments de mise en charge et les neuf géophones et d'un système de pilotage automatique, d'acquisition et de traitement de l'information, embarqué dans le véhicule tracteur. Après la mise en station de la remorque au droit du point de mesure, la masse est libérée d'une hauteur pouvant varier de 2 à 40 cm provoquant une force variable de 7 à 120 KN. La hauteur de chute et la force appliquée sont fixées en fonction de la nature de la structure testée[39, 40, 42, 44].



Figure 1.2. Appareil HWD

Le but étant de mesurer en vraie grandeur les réponses de la chaussée pour laquelle il faut donner un avis pertinent concernant d'une part son état "structurel" actuel et, d'autre part, sa capacité à supporter correctement le trafic futur.

Le HWD simule le passage d'un poids lourds, circulant à 70 km/h et enregistre la déformée induite.

Cet essai permet d'estimer la vie résiduelle de la structure et les épaisseurs de renforcement éventuellement nécessaires[40, 42, 44].

3.2.2.2. Les mesures avec le HWD

Au droit de chaque station, 9 déflexionssont enregistrées par les 9 capteursrépartis le long d'une poutre. Lepremiercapteur est situé au centre de la plaquede chargement, et le dernier à 1,80 menviron dans l'axe longitudinal et dans lesens des mesures. L'opérateur, quicontrôle tous les éléments sur l'écran del'ordinateur de bord, fait exécuter aumoins deux fois l'essai avant de valider lamesure[40, 41, 42, 44].

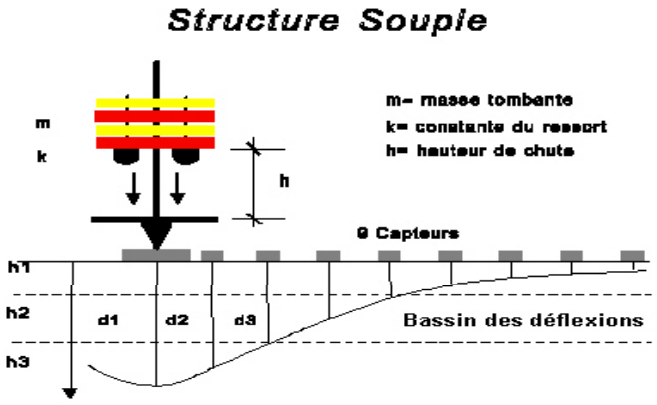


Figure 1.3. Bassin de déflexions d'une chaussée souple



a. b. c.

Figure 1.4.Différents thermomètre pour enregistrement de la température a. à la surface, b. à l'air, c. à l'intérieur de l'enrobé

3.2.2.3. Exploitation des mesures HWD

Cet appareil est exploité avec succès depuis 1992 sur tous les types de structures routières dans le monde. Il sert actuellement de fil conducteur d'une part à l'établissement des futures normes européennes valables pour le dimensionnement "dynamique" des structures routières[40, 42, 43, 44].

Cette catégorie d'appareil est conçue pour exploiter :

- analytiquement l'entier de la déformée (9 déflexions sur 1,80 m de longueur) mesurée au droit de chaque station de mesure ;
- il est possible d'exploiter la déflexion maximale seule, transformée en "standard" Benkelman ou Lacroix.
- Si les données de la superstructure le permettent (épaisseurs connues des bétons bitumineux, dans le profil en long et en travers), la durée de vie résiduelle de la chaussée testée peut être calculée: en terme de cm de renforcement nécessaire ou de nombre d'années disponibles sans renforcement.

3.2.2.4. Exploitation des résultats par logiciel de calcul ELMOD

Le programme ELMOD (**E**valuation of **L**ayer **M**oduli and **O**verlay **D**esign)permet le traitement des données par la méthode de calcul inverse (back calculation) et fournit tous les résultats conduisant à l'évaluation de la durée de vie[45].

3.2.2.4.1.1. Calcul du module à la surface

La déflexion en surface à une distance radiale r(d_r) est donnée par l'équation suivante [40, 43, 45]:

$$D_{(r)} = \frac{(1-\upsilon^2)Q}{\pi r E}$$

où Q est la charge, υ le coefficient de Poisson et *E* le module d'Young.

Le module d'Young est défini pour un matériau parfaitement élastique, comme étant la pente de la relation linéaire entre la contrainte axiale et la déformation axiale ($E = \sigma_{axiale}/\varepsilon_{axiale}$).

Au centre de la plaque, r/a = 0, alors la déflexion verticale est exprimée par :

$$D_{(0)} = \frac{2(1-\upsilon^2)Q}{\pi a E}$$

Au bord de la plaque, r/a = 1 et l'intégrale de l'équation de $D_{(0)}$est égal à 1. Johnson (1985) donne également la solution exacte de la déflexion verticale pour une distance r/a supérieure à 1. Au-delà d'une distance r/a supérieure à 2, l'influence de la plaque devient négligeable, et la déflexion équivaut à celle d'une charge ponctuelle.

Par conséquent, il est possible de calculer, à l'aide des équations précédentes, le module d'Young du milieu semi-infini homogène et isotrope puisque la déflexion à une distance radiale est mesurée par le HWD.

On définit alors le module de Boussinesq ou module de surface comme étant celui donné par ces deux équations.

Le module d'un espace de moitié semi-infinie peut être calculé à partir :

$$E = \frac{f(1-\upsilon^2)\sigma_0 a}{d_0}$$

oùd_0 est la déflexion au centre de la charge circulaire et *f* est un facteur qui dépend de la distribution des contraintes:

Tableau 1.1. Facteurs f dépendant de la distribution des contraintes

Distribution de la charge (Stress distribution)	F
Uniforme	2
Plaque rigide	π/2
Parabolique, granulaire	8/3
Cohésives, parabolique	4/3

4. Mesure d'uni longitudinal

4.1. Essai APL (Analyseur de Profil en long)

Les mesures d'uni représentent les irrégularités de surface de la chaussée (profil en long) de l'ordre de 1 cm (en moyenne). L'uni caractérise le niveau de confort de chaussée (effet de bruit, adhésion, …..), il est mesuré, entre autre par l'analyseur du profil en long APL 25 qui délivre un (coefficient) tous les 25 m appelé CAPL25[21, 53, 66].

4.1.1. Caractéristiques recherchées:

- Relevé des irrégularités du profil en long.
- Coefficients de planéité longitudinale.

4.1.2. Principe de l'essai

L'APL 25 détecte des défauts d'uni dans une fourchette de longueur d'onde comprise entre 0,5 et 15 m. La vitesse de mesure est de l'ordre de 22 km/h.

Le système APL permet la mesure en continu de l'uni longitudinal des chaussées routières quelles que soient la structure de la chaussée et la nature de son revêtement. La mesure est basée sur un relevé du profil en long de la chaussée, dans une ou deux traces: l'analyse de ce profil permet d'en déduire les caractéristiques d'uni de la surface de la chaussée.

Le capteur est constitué d'une remorque reliée à un véhicule tracteur par l'intermédiaire d'une articulation à cardans. Les défauts d'uni du profil sont traduits en signaux électriques par une double transformation.

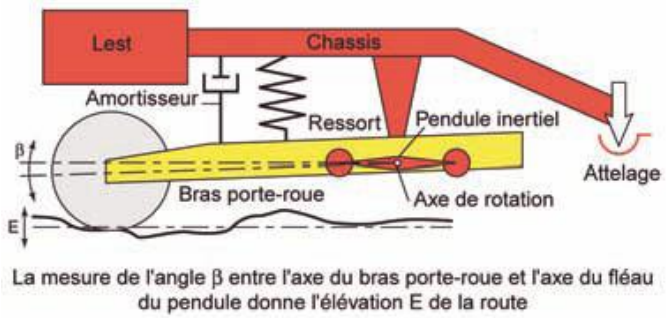


Figure 1.6. Schéma de principe de l'APL

4.2. Essai Profilomètre inertiel Laser RSP

Le profilomètre de surface de route RSP (Road Surface Profilometer) est un véhicule de mesure pour le contrôle des différentes caractéristiques des surfaces de chaussées, par une méthode non destructive et sans interruption du trafic (jusqu'à environ 100 km/h). Valable pour le relevé systématique et l'évaluation.

Le profilomètre de surface de route (RSP) est conçu pour fournir des mesures automatisées de rugosité de la chaussée.

Le RSP mesure des élévations de profil longitudinal, indice de rugosité International IRI(International Roughness Index), nombre de Ride (RN) et (optionnellement) texture de macro, données GPS et la journalisation de Photo numérique[16, 17, 18, 34, 67].

4.2.1. Principe de l'essai

- La mesure du profil longitudinal est basée sur la méthode de « south dakota ».
- Un accéléromètre est utilisé pour obtenir le mouvement du corps véhicule vertical et un capteur laser est utilisé pour mesurer le déplacement entre la carrosserie du véhicule et la chaussée.
- Les mesures de profil de route sont obtenues en additionnant le mouvement du corps avec les déplacements routiers organisme approprié.
- L'indice IRI est calculé conformément aux spécifications de la banque mondiale.

4.2.2. Exploitation des Résultats

La durée consacrée pour l'exploitation des résultats d'une journée de mesure est de 01 à 03 jours de travail de bureau. Les résultats sont saisis sur un support informatique permettant un travail complémentaire ultérieur.

- **Indice de rugosité international IRI (International Roughness Index)**[17, 33, 34].

L'indice de rugosité international (IRI) a été développé par la Banque mondiale dans les années 1980 (UMTRI, 1998). Il est utilisé pour définir une caractéristique du profil longitudinal d'une chaussée fréquentée et constitue une mesure de rugosité normalisée qui sert à calculer les débattements, en mètres, subits parla suspension d'une voiture lorsqu'elle parcourt un kilomètre à une vitesse de 80km/h.

5. Essais de détection des épaisseurs des chaussées souples

5.1. Essai de carottages

Les carottages sont des essais destructifs très riches en information sur l'état des couches traitées aux liants bitumineux des chaussées. Ils renseignent tant sur l'épaisseur et l'état des couches traitées que sur celui des interfaces ou des fissures [59].

5.1.1. Principe de l'essai

Le carottage est un essai qui consiste à découper et à extraire d'une chaussée un échantillon cylindrique, appelé carotte. L'observateur visuel de la carotte, et de la paroi de la cavité ainsi pratiquée dans la chaussée, permet de connaitre la nature de l'état des matériaux. On déduit notamment de cet essai les caractéristiques suivantes [59, 60]:

- Pour chaque couche de matériaux, l'épaisseur, l'état du matériau, et si une fissure traverse la carotte, l'état de la fissure;
- Pour chaque interface, l'état de l'interface.

Les couches et interfaces sont numérotées en ordre croissant du haut vers le bas.

Le carottage est effectué perpendiculairement à la chaussée. En pratique, l'inclinaison par rapport à cette perpendiculaire doit être inférieure à 10°. Le matériel est mis en œuvre avec un carottier

adapté au matériau à carotter. La poussée verticale sur l'outil, la vitesse de rotation et le débit d'eau seront choisis en fonction de ce carottier, et de l'état de cohésion des couches à traverser.

L'observation porte, selon les modes opératoires, sur les dimensions et l'état d'intégrité de la carotte, et sur l'apparence de la paroi de la cavité de carottage. En fonction de ces observations, on note chaque couche et chaque interface.Les carottages sont toujours réalisés à l'eau.



Figure 1.6. Extraction des échantillons carottés

5.1.2. Exploitation et présentation des résultats

La mesure d'épaisseur n'est pratiquée exclusivement sur la carotte que lorsque celle-ci est intacte. Sinon, elle doit être confirmée par une mesure dans la cavité de carottage.

L'exploitation consiste à relever la position longitudinale précise de chaque essai par rapport au système de repérage (profil ou point kilométrique PK), et la position transversale par rapport aux bords de la chaussée ;

Les résultats sont présentés sur un fichier comprenant les informations nécessaires sur les abscisses longitudinales et transversales de l'essai, la date, la température ambiante, le nombre, les épaisseurs moyennes et l'identification des couches ainsi que leurs natures.

5.2. Essai Géoradar

5.2.1. Principe de l'essai

Le géoradar, est une méthode non destructive éprouvée pour l'imagerie interne de nombreux types de matériaux géologiques comme les sols, roches ainsi que les matériaux artificiels de construction comme le béton, les chaussées, ou le bois. Le géoradar peut être utilisé pour la localisation d'objets métalliques ou non métalliques tels que câbles, conduites, égouts, fondations, ferraillages, ancrages et de nombreuses autres structures enterrées.

Il est utilisé pour étudier la disposition et l'épaisseur des différentes couches de terrain au préalable à différents types de travaux.

L'utilisation du géoradar permet un gain d'efficacité et de temps lors des travaux et apporter une sécurité supplémentaire en prévenant des dommages lors des creusements et percements.

L'onde radar n'est pas émise selon une ligne droite depuis l'antenne mais elle décrit un cônéd'émission d'une largeur connue. Les données brutes sont acquises et enregistrées selon des profils parallèles et peuvent être traitées sur un logiciel spécifique afin d'améliorer la lisibilité des radargrammes [62].



Figure 1.7. Géoradar

5.2.2. Détection des paramètres mécaniques du matériau

Le géoradar ne mesure pas des résistances pour des calculs de portance ou des informations de densité et de granulométrie. La teneur en eau des milieux joue un grand rôle dans la propagation des ondes[62].

5.2.3. Estimation d'épaisseurs de chaussée

De la vitesse de propagation on estime l'épaisseur sus-jacente. La connaissance des paramètres diélectriques est aussi une possibilité de calcul préalable. Les études ont montré une erreur inférieure à 10 % dans le cas d'estimation d'épaisseur de couche de chaussée. Si le radar peut être calibré en un point donné les autres mesures seront encore plus fiables[62].

5.2.4. Interprétation des résultats

Les résultats sont exploités après acquisition par logiciel Radan 6.6, totalement dédié au radar qui permet une interprétation des couches en 2D, l'interprétation est facilitée par de nombreux outils automatiques et manuels[62].

6. Mesure de l'adhérence

L'adhérence d'un revêtement correspond à sa capacité à mobiliser des forces de frottement entre le pneumatique et la surface de la chaussée sous l'effet des sollicitations engendrées par le véhicule [71, 72, 73].

L'adhérence d'une chaussée est qualifiée[54, 55, 56, 57,71, 72, 73]:

- soit par des mesures de frottement entre un pneu d'essai et la chaussée,
- soit par des mesures de la texture du revêtement
- ou bien par la combinaison des 2 méthodes.

6.1. Caractéristiques mesurées

La mesure des caractéristiques de la texture est indispensable pour connaître le niveau initial d'adhérence du revêtement et pour évaluer sa capacité à se maintenir à un bon niveau dans le temps[54, 55, 56, 57,71, 72, 73].

L'adhérence d'une chaussée peut être appréciée [54, 55]:

- soit par des mesures directes de la seule macrotexture, car il n'existe pas aujourd'hui de méthode satisfaisante pour la mesure à grand rendement de la microtexture,
- soit par des mesures indirectes de la macrotexture et de la microtexture par le biais demesures de frottement.

6.1.1. Mesures directes de la macrotexture[54, 55]:

La macrotexture des revêtements peut être appréciée:

- Par la méthode volumétrique : mesure de la Profondeur Moyenne de Texture (PMT) selon la norme NF EN 13036-1 (ex Hauteur au Sable Vraie).

- Par la méthode profilométrique : l'appareil détermine en semi continu un indicateur géométrique PMP, Profondeur Moyenne de Profil. La valeur de PMP est transformée en Profondeur de Texture Equivalente (PTE).

6.1.2. Mesures indirectes de la macrotexture et de la microtexture par le biais des mesures de frottement.

Il est possible d'apprécier la micro et la macrotexture des revêtements par la réalisation de mesures de coefficient de frottement « pneu » / revêtement.

Selon les appareils, ces mesures peuvent être réalisées à différentes vitesses de glissement. La vitesse de glissement est égale à la vitesse d'avancement multipliée par le pourcentage de glissement de l'élément de mesure (patin ou pneu).

Une basse vitesse de glissement permet d'obtenir un indicateur représentatif de la microtexture, unevitesse plus élevée de glissement est plus sensible à la macrotexture.





Figure 1.8. L'essai de mesure de PMT Figure 1.9. L'essai Pendule SRT,

6.2. Résultats

Le résultat obtenu est le coefficient de frottement longitudinal CFL appelé coefficient SRT. La vitesse équivalente du bras du pendule portant le patin de caoutchouc de 76,2 par 25,4 mm est d'environ 10 Km/h.

Plus l'adhérence rencontrée par le patin est élevée et moins le bras du pendule remonte après frottement.

Pour une surface donnée, la valeur du coefficient SRT est égale à la moyenne de 5 points de mesures élémentaires avec la réalisation de 5 lâchers par point.

Le coefficient de frottement longitudinal (CFL) est défini comme le rapport entre la force F et la réaction R normale au sol, due à la charge sur roue :

$$CFL = \frac{F}{R}$$

Il conviendra de calculer, à partir des valeurs élémentaires, une valeur moyenne de CFLA qui représentera le résultat de l'essai [54, 55, 56, 57,71, 72, 73].

Chapitrell. LES MATERIAUX DE RENFORCEMENT

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constitué du sol terrassé (dit sol support) surmontée d'une couche de forme [1].

1. Constitution des couches des chaussées souples et modes d'endommagement

1.1. La couche de forme

Cette couche de transition entre le sol support et le corps de chaussée a une fonction mécanique, d'homogénéiser et d'améliorer les caractéristiques dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place ainsi que de les protéger du gel.

1.2. La couche d'assise (fondation et de base)

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches en matériaux sélectionnés, plus souvent liés aux chaussées à trafic élevé, apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau des limites admissibles.

1.3. La couche de surface

La couche de surface est constituée :

- De la couche de roulement, qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat,
- Et le cas échéant d'une couche de liaison, entre la couche d'assise et la couche de roulement

C'est à l'interface entre la couche de surface et la couche de base que l'on trouvera éventuellement les dispositifs visant à ralentir la remontée des fissures des couches d'assisse.

Les caractéristiques de surface de la couche de roulement dépendent, pour une large part, de la qualité d'usage de la chaussée. La couche de surface contribue en outre à la pérennité de la structure de la chaussée en particulier par la fonction d'étanchéité vis-à-vis de l'assise [1].

1.4. Fonctionnement et endommagement des chaussées souples

Les chaussées évoluent et se dégradent sous l'effet généralement combiné de la répétition des charges roulantes (trafic), des agents climatiques et du temps. La connaissance de la nature des dégradations et de leurs modes d'évolution est essentielle pour [1, 2, 10, 27, 68, 69]:

- Comprendre le mode de fonctionnement des structures des chaussées ;
- Choisir le modèle de calcul adapté à la technique ;
- Ajuster, enfin, les résultats des calculs pour les aspects mal appréhendés par le modèle mécanique utilisé pour le dimensionnement de la structure de chaussée ;

Les chaussées souples se caractérisent soit, par une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités dont l'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60cm. Soit, par une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou de deux couches (base et fondation), l'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40cm.

1.5. Modes de renforcement d'une chaussée souple

Choisir un mode de renforcement d'une chaussée souple, c'est définir les moyens (les coûts de réalisation et d'entretien ultérieur) pour maintenir dans le temps le niveau de service qui a été fixé comme objectif.

L'étude comparative des modes de renforcement nécessite une approche économique à long terme en tenant compte d'éléments aléatoires comme la croissance du trafic et les conditions climatiques et d'environnement de la route.

Le choix d'un mode de renforcement dépend de plusieurs paramètres :

- Le coût des travaux de renforcement;
- Les avantages liés aux améliorations de la sécurité, aux gains de temps, aux réductions des coûts de fonctionnement des véhicules et aux effets indirects sur l'économie.

En d'autres termes, le mode de renforcement recherché est celui qui minimise les dépenses actualisées sur une période de référence en fonction des contraintes budgétaires [1, 2, 27, 68, 69].

1.5.1. Les méthodes de conception

Concevoir une chaussée, c'est en premier lieu dimensionner des épaisseurs. On s'assure que l'épaisseur de la chaussée, assimilée à une couche homogène (ou à plusieurs couches homogènes), permet d'atténuer suffisamment les efforts transmis au sol support [1, 27, 68, 69].

On s'assure ensuite que la chaussée elle-même n'est pas sollicitée en flexion de façon excessive au regard de sa résistance en fatigue.

1.5.2. Les caractéristiques superficielles

1.5.2.1. L'uni

Dans le domaine routier, l'uni, c'est le confort de l'usager et aussi sa sécurité. Des spécifications précisesmontrent l'attention que lui portent généralement les maîtres d'œuvre [53, 69, 68].

1.5.2.2. L'adhérence pneumatique/chaussée

Les véhicules routiers, doivent pouvoir mobiliser le frottement despneumatiques sur la chaussée dans les séquences de virage (sur les dégagements àgrande vitesse) et de freinage [54, 55, 56, 57].

1.6. Renforcements des chaussées souples

Afin d'effectuer un renforcement dans des conditions techniques et économiques convenables, il est nécessaire de connaitre la « valeur résiduelle » de la chaussée existante de façon à pouvoir déterminer (au mieux) le renforcement nécessaire. C'est par l'auscultation des chaussées[1, 4, 5, 6, 24].

L'étude de renforcement d'une chaussée souple se déroule de la manière suivante [1,3,4,5,6,24]:

a. Mesures des déflexions: Il convient d'abord de faire passer le déflectographe sur la voie la plus chargée. Les mesures de déflexion se font à l'aide de :
   - Déflectographe LACROIX;
   - HWD (déflectomètre à masse tombante).
b. Analyse de l'état de surface, environnement;
c. Relevé des désordres existants sur la chaussée et ses dépendances.
d. Connaissance des structures : se sont les essais in situ qui permettent d'identifier la structure en place, surtout en ce qui concerne l'état réel des matériaux et l'épaisseur effective de la chaussée. Les méthodes généralement utilisées sont les sondages carottés et le géoradar.

Il importe de regrouper ces renseignements dans un seul document synthétique appelé « schéma itinéraire ». A ce stade, il convient :

- D'examiner la cohérence entre les diverses informations recueillies,en particulier la déflexion, l'état de surface et le type de structure existante;
- D'analyser le cas des points singuliers ;

Après élimination de toutes divergences possibles entre les diverses informations, le schéma itinéraire permet d'aborder le projet de renforcement :

- Préciser les zones que l'on pourra considérer comme homogènes donc susceptibles de recevoir un même renforcement ;
- Déterminer les dispositions à prendre pour l'amélioration du drainage, les traitements particuliers, les épaulements et les surlargeurs ;
- Choisir la technique de renforcement et évaluer les épaisseurs convenables ;

1.7. Évaluation de la charge admissible d'une chaussée souple

Les lois logarithmiques de fatigue établissent une correspondance entre l'intensité de lacharge appliquée et le nombre de cycles admissibles. Par exemple,l'utilisation d'une charge double de la charge de référence ne réduit pas la durée de viede moitié, elle peut provoquer la ruine au premier chargement.

La loi d'additivité des dommages de « Miner » est utilisée généralement pour définir l'agressivité d'un essieu, comme le dommage créé par cet essieu. Pardéfinition, l'agressivité de l'essieu de référence est de 1. Pour un trafic donné, ontient compte du spectre des différents essieux des poids lourds pour obtenir l'agressivitémoyenne prévisionnelle.

1.8. Suivi de comportement d'une chaussée souple

L'évolution des techniques en matière d'acquisition et de gestion desdonnées pour le suivi du comportement des chaussées, peut être scindée en deux phases distinctes :

- **La première** correspond à un suivi visuel.
- **La seconde,** le suivi des chaussées s'appuie essentiellement sur des auscultations périodiques : mesure de la portance (ou de la déflexion) de la chaussée.
- **Les deux phases précédentes** trouvent une synthèse dans le concept d'indice de service (PCI), paramètre multicritère dont l'évolution traduit l'endommagement de la chaussée.

Pour les chaussées les plus circulées, un simple indicateur de dégradations se révèle insuffisant, car il faut du prévisionnel. De plus un paramètre unique de niveau de servicemontre vite ses limites en termes de diagnostic.

1.9. Conclusion

Dans cettepartie consacrée aux modes d'endommagement des chaussées souples, nous avons pu constater qu'une chaussée évolue et se dégrade sous l'effet combiné de trois paramètres essentiels : - la répétition des charges roulantes (trafic) ; - les agents climatiques ; - le temps ; et que la connaissance de la nature des dégradations, de leurs modes d'évolution et de la valeur résiduelle de la chaussée existante est primordiale afin de choisir un renforcement convenable qui tient compte des conditions techniques et économiques.

De même, ausculter une chaussée revient à évaluer son état structurel et fonctionnel afin d'établir un diagnostic et apporter les solutions nécessaires pour son maintien dans un niveau de service appréciable.Ces solutions dépendent du choix de la technique à mettre en œuvre à travers des paramètres d'état bien définis en tenant copte des coûts.

La correspondance entre l'intensité de lacharge appliquée et le nombre de cycles admissibles est établie par les lois de fatigue. Le dommage d'unecharge, c'est la part de la durée de vie consommée par cette charge.

2. Géosynthétiques

Un géosynthétique est un terme générique désignant un produit manufacturé en usine disposant d'une qualité industrielle, de caractéristiques précises et régulières, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de feuille, de bandelette, ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de la géotechnique ou du génie civil[12, 13, 14, 74].

Il permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques des sols ou matériaux, et d'économiser le volume des matériaux nobles.[12, 13, 14, 74].

2.1. Les principaux types et leurs applications

Deux types principaux se dégagent :

- Les géotextiles et produits apparentés. Les plus connus sont les géotextiles non-tissés aiguilletés et thermo-soudés, les tissés, les tricotés, les géogrilles, les géoespaceurs, les géo-cells, etc[12].
    - **Les géotextiles**, matières textiles planes fondamentalement perméables, sont constitués de fibres, fils, filaments, bandelettes à base de polymères, naturels ou synthétiques, (polyester, polypropylène, polyamide, etc.). Ils peuvent être tissés, non-tissés ou tricotés. Les principales fonctions des géotextiles suivant leurs conceptions et leurs caractéristiques sont : la filtration, la séparation, le drainage, le renforcement, la protection et le contrôle de l'érosion.
    - **Les produits apparentés** aux géotextiles sont des matériaux à base de polymères, perméables, se présentant sous forme de feuilles ou bandes. Ils comprennent les géo grilles, géoespaceurs, géomatelas, géoconteneurs, géofilets et les géocomposites associant plusieurs matériaux (dont les géotextiles) assurant des fonctions complémentaires. Ils sont utilisés en renforcement, drainage, protection contre l'érosion.
- Les géo-membranes et géosynthétiquesbentonitiques (imperméables aux liquides et aux gaz).

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

Les géosynthétiques sont distingués aussi selon les principales fonctions remplies suivantes [12, 13, 14, 74]:

a. La séparation (ou l'anticontamination) :

   C'est la prévention contre le mélange de deux sols ou matériaux de remplissage adjacents de nature différente par l'emploi d'un géotextile ou d'un produit apparenté.

   Les types :les tissés et les non-tissés;

a. La filtration :

   C'est le maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques tout en permettant le passage de fluides à travers un géotextile ou produit apparenté.

   Les types :les tissés mono filaments et les non-tissés ;

b. Le drainage :

   C'est la collecte et le transport de fluides dans le plan d'un géotextile ou produit apparenté.

   Les types :les géoespaceurs

c. Le renforcement :

C'est l'utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté à des fins d'amélioration des propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

Les types :les tissés, les tricotés et les géogrilles ;

d. La protection (ou fonction anti-poinçonnant) :

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

Les types :les non-tissés ;

e. La fonction de barrière (ou étanchéité).

Elle permet d'assurer le contrôle de la migration des liquides ou des gaz.

Les types :les géo-membranes et les complexes d'étanchéité bentonitiques ;

f. La lutte contre l'érosion des surfaces.

C'est l'utilisation d'un géotextile ou produit apparenté afin d'éviter les mouvements du sol ou d'autres particules, principalement sur une surface inclinée.

Les types :les géosynthétiques alvéolaires, les géo-matelas, les géo-Systems,les géo-tubes,les géo-bags et les géo-cells.

2.2. Les principales caractéristiques : physiques, mécaniques et hydrauliques

Les géosynthétiques sont définis par des caractéristiques, physiques, mécaniques et hydrauliques. Selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO ou européennes de type EN, ou nationales de type NF, DIN, ASTM, [12, 13, 14, 74].

a. Les caractéristiques physiques

- L'épaisseur, selon la norme EN964-1
- La masse surfacique selon la norme EN965 ;
- Le type de fabrication : tissé, nontissé, aiguilleté, tricoté, géogrille, …
- Le type de polymère : polypropylène, polythylène, polyester, …
- Le taux de noir de carbone selon la norme ASTM D 1603 (pour les géomembrane)
- La densité selon la norme ASTM D 1505/D 792 (pour les géomembrane)
- La stabilité dimensionnelle selon la norme ASTM 1204 (pour les géomembranes)

b. Les caractéristiques mécaniques

- La résistance à la rupture, selon la norme ISO 10319 ;
- L'allongement à la rupture, selon la norme ISO 10319 ;
- Le poinçonnement statique selon la norme ISO 12236
- La perforation dynamique selon la norme EN 918
- Le fluage selon la norme ISO 13431
- La résistance au seuil d'écoulement selon la norme ASTM D 638 (pour les géomembranes) ;
- L'allongement au seuil d'écoulement selon la norme ASTM D 638 (pour les géomembranes) ;
- La résistanne à la déchirure selon la norme ASTM D 1004 (pour les géomembranes)
- La résistance à la fissurantion selon la norme ASTM D 5397 (pour les géomembranes)
- La stabilité dimmentionnelle selon la norme ASTM 1204

c. Les caractéristiques hydrauliques

- La permiabilité en m/s normale au plan selon la norme ISO 11058;

- La capacité d'écoulement dans le plan selon la norme ISO 12958 : elle correspond au débit volumétrique d'eau par unité de largeur de section transversale pour des gradients définis, en m^2/s;
- L'ouverture de filtration selon la norme ISO 12956 en microns selon la norme ISO 12956;

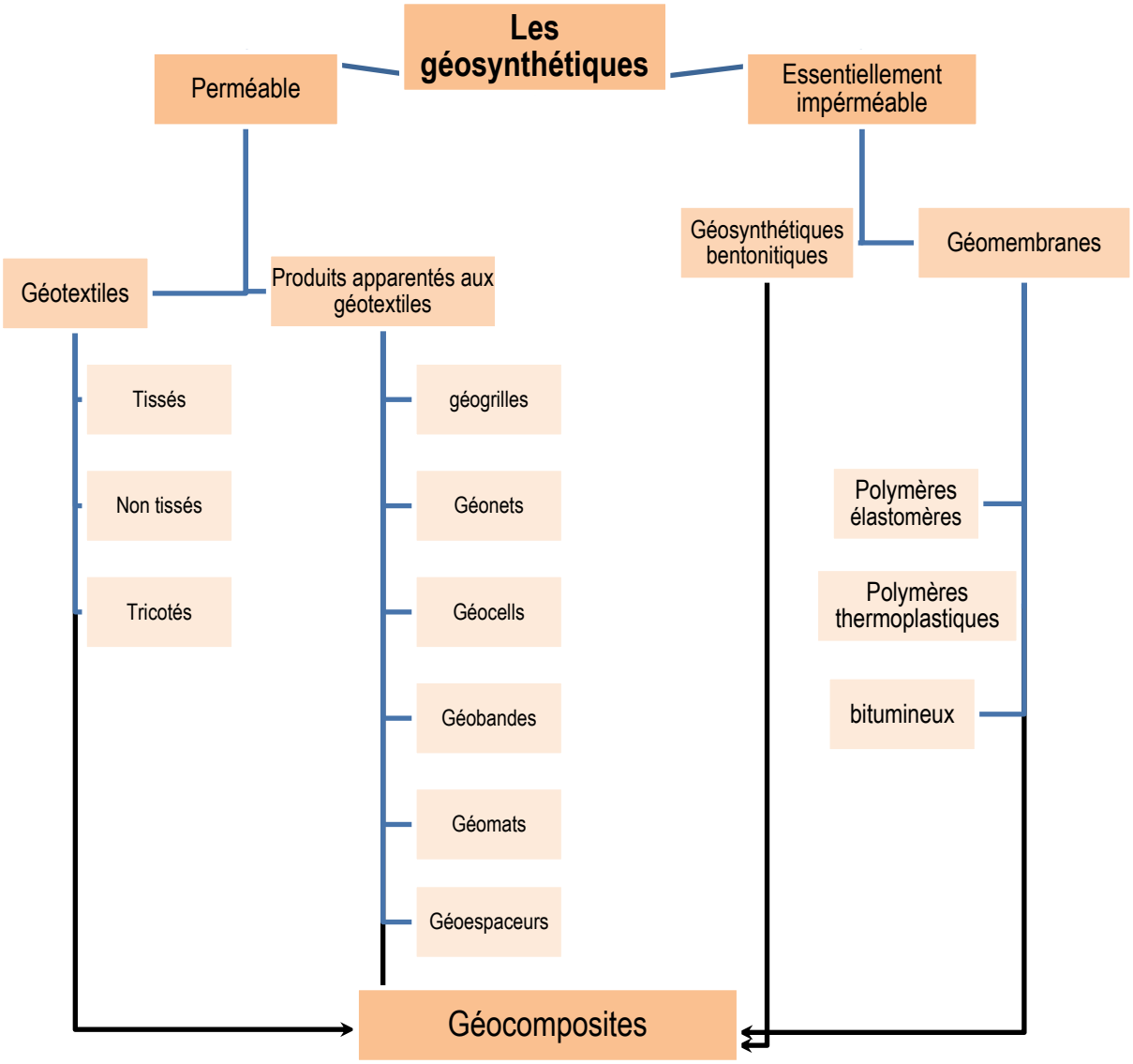
2.3. Les démarches pour définir un géotextile

– La première: définir la fonction à remplir.

– La deuxième: définir les contraintes auxquelles il doit répondre. Il est à noter que les contraintes de mise en œuvre sont parfois plus importantes que les contraintes de fonctionnement et on choisira toujours les contraintes les plus défavorables.

– Choix des caractéristiques: sont choisies et/ou calculées selon la situation, le type d'ouvrage et l'environnement de l'ouvrage[12, 13, 14, 74].

2.4. Arborescence



3. Géogrilles à base de fibre de verre

3.1. Fibres de verre

La fibre de verre est un filament de verre [49].

La fibre de verre permet :

- des réductions de poids en améliorant les performances, pour un prix compétitif : on peut en faire une fabrication en séries. Un allègement des structures d'environ 30 % par rapport à l'acier.
- l'inertie chimique ;
- la résistance aux chocs ;
- l'isolation.

Les principales utilisations de la fibre sont, par ordre d'importance :

- Les infrastructures routières et aéroportuaires
- les bâtiments ;
- les transports ;
- l'électricité et l'électronique ;
- les sports et loisirs ;
- les équipements industriels.

3.1.1. Composition

Plusieurs types de compositions verrières sont utilisés comme matières premières, en fonction de l'usage spécifique qu'il sera fait de la fibre. Pour les fibres de renforcement standard, c'est un verre borosilicaté dit type E, la composition du verre standard utilisé dans les fibres de renforcement est la suivante [49]:

Tableau 2.1. Composition du verre standard utilisé dans les fibres de renforcement

	Verre de type E
SiO_2	53-55 %
Al_2O_3	14-15 %
Ca0	17-23 %
MgO	1%
Na_2O_3	0,8%
B_2O_3	0-8%
Fe_2O_3	0,3 %
TiO_2	0,5 %

Il est utilisé également le bore, pour améliorer la fluidité du mélange et abaisser la température de fusion, ce qui améliore la viscosité et le filage.
Les matières premières représentent moins de 20 % des coûts standards dont la moitié représentée par la colemanite ($CaO\ 3B_2O_3\ 5H_2O$) (porteuse de bore).

3.1.2. Utilisation de la fibre de verre en renforcement des chaussées souples

La fibre de verre trouve des applications dans plusieurs domaines notamment en renforcement, en isolation et en optique. L'utilisation en renforcement est la plus importante [19].

L'utilisation de la fibre de verre dans le renforcement des chaussées apporte une résistance en traction. Les poids de matières de verre utilisés pour un (01) km sont 600tex, 1200tex et 2400tex (le tex est une unité de mesure textile qui indique le poids de matière). Ainsi le 600 tex est un fil composé d'un certain nombre de fibres pesant au total 600g pour 1000m. Le diamètre de la fibre est de 15 à 17microns [19].

3.2. Grilles en fibres de verre enduites

Les grilles en fibre de verre destinées à l'entretien des chaussées, utilisées en tant que renfort pour lutter contre la fissuration des enrobés, sont enduites d'une résine spécifique. La fibre de verre est un matériau minéral à base de silice. Le verre est un produit remarquable par ses propriétés mécaniques [46]:

- forte résistance mécanique,
- haut module d'élasticité (70 000 MPa),
- excellente résistance à la température,
- faible coût.

La résine permet une protection mécanique et chimique de la fibre de verre. Le non-tissé permet d'absorber le liant d'imprégnation ainsi que de servir d'interface entre ce même liant et la roue du camion lors du processus de mise en œuvre [19, 46].

Les dosages sont déterminés pour chaque grille afin d'assurer un bon collage [46, 58].

3.2.1. Conception des grilles et effet de l'enduction du verre pour sa protection

- Fibres de verre → haut module
- Fibres enduites → protection mécanique(circulation des engins de compactage)
- Maillage ouvert → engrènement des granulats
- Épaisseur > 1 mm
- Résistance mécaniques adaptées au problème à traiter
- Non-tissé → mise en œuvre

La fibre de verre doit être impérativement enduite. Les résines utilisées sont des résines thermoplastiques à la base de PVC [19].

Les évolutions actuelles s'orientent vers l'utilisation des résines thermodurcissables à base de Styrène Butadiène Ramifiées (latex) qui ont un meilleur module [46].

En présence des contraintes mécaniques élevées et lors d'une pauvre protection, les points collés peuvent être rompus, entraînant la désolidarisation de la grille et par la suite la formation éventuelle de plis, donc la détérioration du composite [46].

3.2.2. Spécificité des grilles

A faible allongement, la grille a de meilleures résistances mécaniques (module) [19].

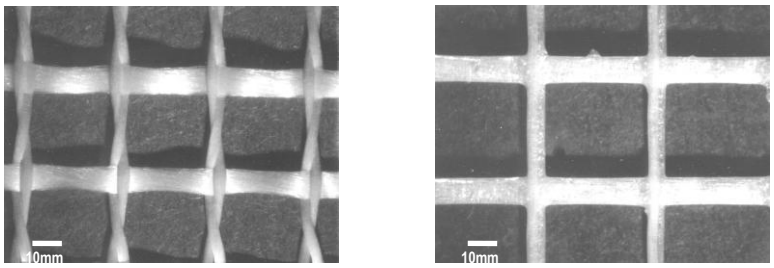


Figure 2.1. a. Grille tisséb. grille soudée

L'essai au laboratoire couramment utilisé sur les grilles à base de fibre de verre est l'essai de traction au dynamomètre.La traction se fait sur des grilles de fibre de verre non enduites pour la détermination de la résistance théorique en KN/m [19, 29, 49, 50, 51].

3.3. Principales études, essais et expériences réalisés

La capacité de renforcement des grilles a été validée par des études de laboratoire, nous présentons ci-dessousquelquesessais réalisés, aux laboratoires, sur des enrobés renforcés par géogrille à base de fibre de verre. [29, 30,31, 32, 47, 50, 51, 52, 58]:

- L'essai de « Flexion Dynamique 4 Points » à NPC (Netherlands Pavement Consultant) en Hollande, qui a permis de comparer le comportement des enrobés armés avec des enrobés sans armatures. Cette étude a mis en évidence l'augmentation considérable de la durée de vie du matériau renforcé :

  Le 1er essai en 1993: les éprouvettes d'une dimension 600x180 mm et d'une épaisseur totale de 90mm intercalées pour les éprouvettes renforcées par une grille en fibre de verre et une couche d'accrochage à 30mm de la cote supérieure d'éprouvette. Cette éprouvette a été mise à l'essai de flexion 04 points, où les deux points d'appuis sont séparés de 500 mm et les deux points de flexion de 167 mm). Les charges constantes ont été appliquées dans un sens, d'une position neutre à une position de déflexion. L'essai est réalisé à 15°, à une fréquence de 30Hz.
  Le suivi de l'évolution des déflexions et des déformations permanentes des plaques renforcées et non renforcées a montré que la durée de vie théorique des éprouvettes renforcées est de 1,8 millions de cycles et celle des éprouvettes non renforcées est de 100000 cycles soit 18 fois moins uniquement en flexion pour une déformation permanente de 15mm [29].
  Le 2ème essai en 1996 : Pour cet essai, il a été pré-fissuré les éprouvettes sur 25 mm, soit 5 mm en dessous de la grille. L'essai est réalisé à une fréquence de 30 Hz à + 5°C avec une charge de 4500 N où il a été comparé les témoins avec différentes grilles afin de déterminer le temps qu'il fallait à une fissure pour remonter à la surface des éprouvettes. Les grilles utilisées sont des grilles en fibre de verre, en fibre de polyester et en polypropylène. A plus de 5°C, la fissure remonte en moyenne au bout de 20 000 cycles pour les éprouvettes non renforcées, au bout de 260 000 cycles pour l'ensemble des grilles en fibre de verre et entre 40 000 et 50 000 cycles pour les grilles synthétiques en polyester ou polypropylène, soit 13 fois de diminution du temps de remontée de fissure par rapport aux éprouvettes non renforcées [30].
- L'essai de « Fissuration thermique» au Centre de Recherches Routières en Belgique, simulant le retrait thermique d'une chaussée en béton, et qui classe les fibres de verre comme les plus performantes :

  Différentes armatures asphalteuses ont été incorporées entre l'ancienne couche bitumineuse fissurée et la nouvelle couche bitumineuse de bitumineuse de 7cm. L'ouverture de la fissure sous l'action des fluctuations de température a été simulée par un liquide alternativement congelé et décongelé.

  Les résultats ont montrés qu'il est possible d'éviter une réflexion des fissures avec des treillis en fibre de verre incorporés à la liaison des couches. La modélisation selon la méthode des éléments finis du système d'essais a montrée que la réduction des contraintes dans la nouvelle couche bitumineuse a été de 15 à 40% à une température d'essai de -10°C.
- L'essai de « Retrait / Flexion » du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussée de Autun qui classe les grilles de la gamme de 10 KN/m, 50 KN/m et 100 KN/m comme les plus efficaces :

  L'essai consiste à suivre la remontée d'une fissure au travers d'un complexe constitué d'un système destiné à retarder la réapparition des fissures en surface et d'une couche de roulement, témoins BB 0/10 bitume 60/70. Chaque éprouvette (560x110xe mm) ainsi constituée est soumise simultanément à deux sollicitations à une température de 5°C. Les éprouvettes testées étaient constituées d'un support pré-fissuré, d'une couche d'accrochage, d'une couche d'enrobé de 20mm, intercalée d'une grille en fibre de verre enduite de 50 KN/m dans les 2 sens imprégné d'un bitume résiduel et de 60mm de béton bitumineux semi grenu 0/10.

  Les éprouvettes renforcées ont un temps relatif de remontée de fissure supérieur à 1.3.

- L'étude à l'Université de Nottingham en Angleterre qui a mis en valeur la distribution des contraintes dans le renfort et l'importance de l'ouverture de la maille et du collage;
- Résultats d'enquête sur l'efficacité des grilles de fibre de verre utilisées comme un renforcement de chaussée souple, L'université de West Virginia, Morgantown, West Virginia, U.S.A. HemaSiriwardane, Raj Gondle et Bora Kutuk :

  L'étude comportait le travail expérimental de laboratoire et de l'analyse par ordinateur des sections de la chaussée. Vingt planches de chaussée souplesrenforcées et non renforcées avec de la fibre de verre ont été réalisées et testés en laboratoire. Les sections de la chaussée ont été instrumentées en laboratoire avec cellules de pression, jauges de déplacement et de déformation. Elles ont été soumises à un chargement cyclique de 1000000 charges appliquées à une fréquence de 1,2 Hz. Les essais de chargements statiques ont été effectuées à des intervalles de charge 100000 charges appliquées. Dans les treize essais, les grilles de fibre de verre ont été utilisées dans la couche bitumineuse. Les résultats de la série d'analyses par ordinateur réalisée à l'aide de la méthode d'élément fini (FEM) ont été comparés avec les données de laboratoire.

  Les résultats ont montres que la grille en fibre de verre utilisée dans cette étude a amélioré lesperformances de la chaussée ainsi que l'inclusion de la grille de fibre de verre dans la couche bitumineuse fourni parla résistance à la propagation de fissures. Les planches de chaussées souples renforcées avec grilles en fibre de verre ont montré de meilleures performances dans des conditions de test au laboratoire [32].

3.4. Mise en œuvre de la grille à base de fibre de verre

Pour un bon comportement de la grille en tant que renforcement d'une structure en enrobé, il est nécessaire de respecter une certaine procédure de mise en œuvre.

1. **Préparation de la grille et de la chaussée**

Avant la mise en œuvre, la géogrille doit être bien protégée par un film et stockéedans un dépôt à l'abri de la pluie et des ultras violets (UV).

En plus des préparations ordinaires de la chaussée pour recevoir une couche d'enrobé, un soin particulier est réservé quant à la planéité et au traitement (réparation des nids de poule, fissureset autres désordres apparents) de la surface de la chaussée devant recevoir le renforcement. Le balayage suivra cette opération afin de rendre la chaussée propre, sans impureté et plane.

2. **Procédures de mise en œuvrede la grille à base de fibre de verre**
   a. Vérification de la qualité de la couche d'accrochage pour qu'elle soit bien adaptée afin que les deux couches d'enrobé avec la grille insérée soient bien collées ;
   b. Répandagede la couche d'accrochage sur une largeur légèrement supérieure à celle de la grille au dosage de bitume résiduel indiqué.
   c. Placementet déroulement du rouleau de grille dans l'axe de la chaussée ;
   d. Gravillonner légèrement la grille au passage des roues, spitter, mouiller les pneus des engins circulant sur la grille, afin de pouvoir circuler facilement sur la grille ;
   e. Au deuxième passage, l'épandeuse à émulsion mord sur le premier lé de la grille d'environ 20 à 30cm afin d'assurer la bonne adhérence des deux lés entre eux ;
   f. Un deuxième rouleau peut suivre avec un recouvrement longitudinal d'un minimum de 10cm;
   g. Lorsque deux rouleaux déroulés côte à côte se terminent au même endroit il faut découper environ 20 cm de l'un deux afin qu'au déroulage des deux rouleaux suivants il n'y ait jamais 3 ou 4 épaisseurs de grille sur la même superficie. Si petite soit-elle ce serait un point de faiblesse et un risque non collage ;
   h. Le recouvrement transversal est d'un minimum de 20 cm, en tenant compte du sens d'avancement du finisseur, afin qu'il ne soulève pas la grille au droit du recouvrement ;
   i. On remettra également de l'émulsion sur toutes les zones de recouvrements et de spitter ou de lester avec de l'enrobé.

3.5. Facteur de réduction entre les modules d'élasticité des fibres et des grilles

Le module d'élasticité d'une grille de fibres et dans tous les cas inférieur au module d'élasticité théorique des fibres. Suite à la fabrication de la grille, les fibres ne sont pas disposées de manière optimale. En conséquence, le module d'élasticité théorique des fibres doit être diminué d'un certain facteur de réduction pour la comparaison dans le matériau composite «Béton bitumineux avec grille». Le facteur de réduction recommandé est **1,5** [52, 23, 31]**.**

Tableau 2.2. Comparaison entre modules d'élasticité à la traction des fibres et de grilles

	Module d'élasticité à la traction des fibres (N/mm2)	Module d'élasticité à la traction des grilles (N/mm2)
Fibre de verre	70.000	47.000
Fibre de carbone	240.000	160.000
Fibre de Polyester	15.000	10.000

Tableau 2.3. Comparatif des modules d'élasticité à la traction des fibres et matrices des différents types de fibres

Module d'élasticité à la traction de la matrice (N/mm2)	Module d'élasticité à la traction des éléments de renforcement(N/mm2)	Rapport module d'élasticité à la traction éléments de renforcement/Matrice (N/mm2)
Béton hydraulique (pour comparaison) 30.000	Acier (pour comparaison) 210.000	Béton armé 7
Béton bitumineux Module complexe 0°(5Hz) (Pour comparaison) : 6.000		Béton bitumineux avec fibre :
Fibre de verre	47.000	7,5
Fibre de carbone	160.000	26
Fibre de Polyester	10.000	1,6

Il ressort clairement de ce tableau qu'un revêtement bitumineux:

Avec grille à base de fibre de verre agit comme armature à la traction.

La grille à base de fibre de polyester ne peut occasionner aucune rigidité supplémentaire à la flexion.

La grille à base de fibres de carbone augmente énormément la résistance à la traction et la résistance aux fissures de la couche d'asphalte.

3.6. Essais de détermination des propriétés mécaniques des géogrilles

La détermination des propriétés mécaniques en traction de géotextiles et de produits apparentés se faitàl'aide d'une méthode d'essai prescrite par la norme internationale ISO10319.

Cette méthode couvre le mesurage des caractéristiques de force et d'allongement et comprend les modes de calcul de la raideur sécante, de la force maximale par unité de largeur et de la déformation à force maximale.

- **Principe de la méthode**

Une éprouvette est tenue sur toute sa largeur entre les mâchoires d'une machine d'essai de traction et applique une force longitudinale jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les caractéristiques de traction de l'éprouvette sont calculées à partir des lectures enregistrées automatiquement par les appareils de mesure.La vitesse de déformation est fixée, généralementà 20% par minute.

L'essai de base pour les géogrilles utilise des éprouvettes de 200mm de largeur et de 100mm de longueur. Les renseignements sur les déformations, les mesurages d'extensions sont tirés à l'aide d'un extensomètre qui suivra le déplacement de deux points de référence sur l'éprouvette. La distance entre chaque côté du centre de symétrie de l'éprouvette est modifiée afin d'inclure un nombre entier de nœuds.

4. Couche d'accrochage

La couche d'accrochage et de liaison des couches bitumineuses renforcées par géogrilleest un élément essentiel dans la pérennité de la structure de chaussée[11, 52, 63, 65].

4.1. Liaison des couches bitumeuses sous la grille

La parfaite liaison des couches bitumineuses garantit l'efficacité de la grille et assure sa bonne fonctionnalité suite à une parfaite liaison avec la matrice. Les forces de traction provenant de l'armature sont transmises dans les couches bitumineuses placées au-dessus et en dessous par l'intermédiaire de la liaison des couches[19, 52].

La grille à base de fibre de verre encaisse les forces de traction qui s'exercent dans la couche bitumineuse et soulage,ainsi, considérablementcette dernière.

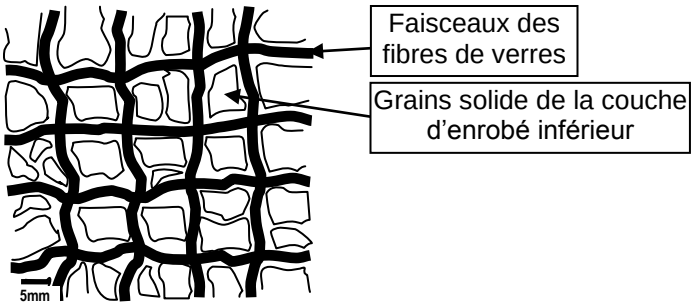


Figure 2.2. Ouvertures des faisceaux de fibres de verres[19].

4.2. Couche d'accrochage des couches bitumineuses

La technique de la couche d'accrochage est peu regardée comme étant importante dans les structures de chaussées souples.Or, de nombreux programmes de dimensionnement prennent en compte le collage descouches comme implicites.

Il n'existe pas d'essais ou de procéduresnormalisés; il n'existe, à l'heure actuelle, que destentatives permettant de montrerl'efficacité de cette technique[11, 52, 63, 65].

4.3. Effet du dosage de la couche d'accrochage

La détermination du dosage reste jusqu'à présent empirique et est basée souvent sur des idées reçues. Par exemple, dans les zone à climat chaud on minimise le dosage des couches d'accrochage afin d'éviter le ressuage[63, 65].

L'absence de la couche d'accrochage a montré que l'enrobé bitumineux de surface se fatiguera rapidement et d'une manière excessive. Ce phénomène de fatigue accélérée n'apparaitra qu'après un temps de sollicitations dues au trafic[11, 52, 63, 65].

Le dosage doit être réalisé de la façon la plus industrielle possible et la plus précise. Il est important de décrire le dosage des couches d'accrochage en liant résiduel (bitume restant à l'interface après évacuation de l'eau) plutôt qu'en émulsion de bitume dont la teneur en bitume peut être variable suivant les usages courants[63, 65].

La couche d'accrochage habituellement appliquée est de 600 g/m². Elle est à moduler en fonction du support. L'utilisateur final doit vérifier le collage des enrobés et valider la couche d'accrochage définitive[63, 65].

5. Enrobés bitumineux de surface

5.1. Généralités

Un enrobé bitumineux est défini comme un mélange de liant hydrocarbonéet de granulats[8, 9, 35, 64].

- Le liant assure la cohésion entre les grains minéraux en les mouillant et en les enrobant d'un film continu.
- Le squelette granulaire est l'ossature rigide du mélange. La distribution des tailles des différents agrégats donne la composition granulométrique du squelette granulaire qui peut être continue ou discontinue selon la destination du mélange et les propriétés visées.
- Le filler absorbe une part du liant introduit et forme le mastic qui est plus rigide et moins thermiquement et cinétiquement susceptible que le liant pur.

Les enrobés bitumineux de surface sont d'une épaisseur moyenne de mise en œuvre comprise entre 5 et 10cm. On distingue trois familles d'enrobés [1, 3, 64]:

- Les bétons bitumineux semi-grenus (BBSG)
- Les bétons bitumineux à module élevé (BBME)
- Les bétons bitumineux souples (BBS) d'épaisseur variable, pouvant être ainsi considérés comme des BB épais ou minces et réservés aux chaussées à faible trafic;

5.2. Les essais sur les enrobés bitumineux

Les essais de laboratoire utilisés sur les enrobés bitumineux sont[7, 8, 9, 64]:

5.2.1. L'essai Marshall

C'est un essai qui conduit à la détermination directe de deux grandeurs: le fluage (mm) et la stabilité Marshall (kN), deux grandeurs liées à la caractérisation empirique de l'orniérage.

5.2.2. Essai Duriez

Cet essai qui exprime la tenue à l'eau du mélange, il consiste à compacter l'enrobé dans un moule cylindrique par une pressionstatique à double effet. Une partie des éprouvettes est conservée sans immersion àune température de 18°C et une hygrométrie contrôlée, l'autre partie est conservéeimmergée. Chaque groupe d'éprouvettes est écrasé en compression simple.

Le rapport de la résistance après immersion à la résistance à sec donne la tenue àl'eau du mélange.

5.2.3. La Presse à Cisaillement Giratoire (PCG)

La presse à cisaillement giratoire permet d'étudier l'aptitude au compactage desenrobés hydrocarbonés par l'estimation du pourcentage de vides en fonction del'épaisseur de la couche d'enrobé.

Le mélange hydrocarboné préparé en laboratoire, est placé dans un moulecylindrique de 150 mm ou 160 mm de diamètre.

On applique sur le sommet de l'éprouvette une pression, verticale de 0,6 MPa. Enmême temps, l'éprouvette est inclinée d'un angle faible de l'ordre de 1° (externe) ou0,82° (interne) et soumise à un mouvement circulaire.

Ces différentes actions exercent un compactage. On observe l'augmentation decompacité en fonction du nombre de tours.

5.2.4. L'essai de compression diamétrale ou essai brésilien

Cet essai a pour but d'atteindre un état de traction dans la zone centrale d'unéchantillon cylindrique de faible épaisseur. Les grandeurs mesurées au cours del'essai sont : la variation du diamètre de l'éprouvette et la force d'application. Par calcul on déduit le module de déformation et la résistance à latraction du matériau.

5.2.5. Les essais de module

La rigidité du mélange est déterminée soit par un essai de module complexe (sollicitation sinusoïdale suréprouvette trapézoïdale) soit par un essai de traction.

Le module (rapport de la contrainte à la déformation) est calculé pour chaque essai élémentaire (température, fréquence).

5.2.6. L'essai d'orniérage

Le corps d'épreuve est une plaque parallélépipédique de 5 cm ou de 10 cmd'épaisseur, selon que l'épaisseur de mise enœuvre de l'enrobé est inférieure ousupérieure à 5 cm. Cette plaque est soumise au trafic d'une roue équipée d'unpneumatique (fréquence : 1 Hz, charge : 5 kN, pression : 6 bars), dans desconditions sévères de température (60 °C).

La profondeur de la déformation produite après passage de la roue, est notée enfonction du nombre de cycles. Les spécifications portent sur un pourcentaged'ornière à un nombre de cycles donné, qui dépend du type de matériau, et de saclasse.

5.2.7. L'essai de traction directe

Il s'agit d'un essai de traction à température constante et à vitesse de déformationconstante. Au cours de l'essai, les paramètres mesurés sont la contrainte etla déformation.

La contrainte maximale, encore appelée contrainte de rupture, et la déformationcorrespondante, donnent directement accès à la résistance en traction du matériautesté, pour les conditions d'essais (température, vitesse) considérées.

5.2.8. Essai de fluage statique uni-axial

L'essai consiste à charger axialement, avec une charge constante des éprouvettescylindriques d'enrobés afin de déterminer la déformation résultante dans la directionde la charge.La déformation relative «ε» égale au rapport «ΔH/H» peut être représentée enfonction du temps.

5.2.9. Essai de fluage dynamique

Cet essai consiste à déterminer la résistance à la déformation d'une éprouvettecyclique de mélanges bitumineux. L'éprouvette est préparée en laboratoire ouextraite de la chaussée.

Une éprouvette cylindrique, maintenue à une température de conditionnementélevée, est placée entre deux pistons de chargement parallèles et plans.

5.2.10. Les essais de fatigue

C'est un essai statistique où des éprouvettes identiques, sous conditionsd'essai, donnent des résultats différents. Il y a une répartition statistique des résultats autourd'une valeur moyenne ou médiane. Cette valeur moyenne, une fois déterminée, est choisiecomme représentative de la capacité du matériau. Il y a trois types d'essais de fatigue:

- Traction compression,
- Torsion alternée
- Flexion alternée.

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

Afin d'augmenter la portance d'une chaussée souple par un renforcement léger qui demande un investissent lourd, le renforcement des chaussés souples par géogrilles à base defibres de verre s'avère un moyen efficace.

En plus du ralentissement des fissures ascendantes des couches inférieures vers la couche de surface, il diminue les déflexions des chaussées et augmente le module de surface (module apparent ou appelé module Boussinesq), chose qui se répercute sur la durée de vie de la chaussée d'une part et des épaisseurs de chaussées renforcés d'autre part. La durée de réalisation du projet sera réduite vu la diminution des quantités de matériaux à utiliser et la rapidité d'exécution.

Le revêtement en béton bitumineux renforcée avec une grille à base de fibres de verre agit comme armature et augmente énormément la résistance à la traction et la résistance aux fissures de la couche bitumineuse contrairement à un enrobé renforcé avec des grilles à base de fibres en polyester qui ne peuvent occasionner aucune rigidité supplémentaire à la flexion.

La couche de la grille à base de fibre de verre encaisse les forces de traction qui s'exercent dans la couche bitumineuse et convient ainsi à réduire les fissures dans la couche bitumineuse. Elle permet en outre d'augmenter la charge à la rupture et la valeur structurelle de la couche bitumineuse renforcée d'où à une amélioration considérable de la résistance à la fissuration

Les dégradations de revêtement bitumineux augmentent en fonction des sollicitations provenant des roues. La grille à base de fibre de verre réduit les pics de contraintes provoqués par les charges élevées des roues qui s'exercent sur la couche de revêtement. Les dégradations de la couche de roulement sont ainsi réduites. Cela se traduit par une durée de vie plus longue, par des cycles de renouvellement plus longs et par des travaux d'entretien moins fréquents et moins couteux. La réduction des durées de réalisation et des embouteillages dans le trafic routier représentent en outre des avantages pour l'économie nationale. Compte tenu de tous ces aspects, les couches d'enrobés renforcées par des grilles à base de fibre de verre présentent donc des avantages considérables au niveau des coûts.

L'étude bibliographique a permis de mettre en évidence les résultats des principaux essais réalisés au laboratoire en ce qui concerne des matériaux bitumineux renforcés par des grilles à base de fibres de verre à savoir:

- Augmentation de la résistance à la fatigue, diminution des déformations permanentes
- Augmentation de près de 20% du module de cette structure.
- Forte amélioration de la structure en enrobé à supporter des charges répétées après plus de 1 million de cycles.
- Ralentissement de la remontée des fissures

D'après les études déjà réalisées, les grilles à base de fibres de verre enduites apportent une réponse technique très satisfaisante aux problèmes de fissurations des chaussées et offrent une réponse économique intéressante à leur entretien.

C'est grâce au module d'élasticité élevé que la fibre de verre offre des résistances à la traction très élevées à très faible allongement.

En ce qui concerne l'auscultation des chaussées souples et leurs modes d'endommagement, cette étude nous a permis de relever les points suivants:

- Les mesures de déformabilité de surface de la chaussée souple restent indispensablespour suivre l'évolution du comportement d'une chaussée souple renforcée en service et décrire en pratique ses caractéristiques mécaniques, son support et évaluer son état visuel.
- L'examende la cohérence entre les diverses informations recueillies à travers une campagne d'auscultation de chaussée précisera les zones que l'on pourra considérer comme homogènes donc susceptible de recevoir un même renforcement.

Partie 2.ETUDE EXPERIMENTALE

Dans cette deuxième partie sont présentées l'étude au laboratoire qui résume les résultats des essais effectués au laboratoire sur des éprouvettes renforcées par géogrilles et l'étude des planches expérimentales basées sur une investigation en vraie grandeur.

Le deuxième chapitre aborde en premier lieu, la description détaillée des planches expérimentales et les motifs de choix des sections à renforcer suite à une campagne de mesure et d'auscultation. En deuxième lieu, les matériaux qui sont utilisés dans la réalisation des différentes planches expérimentales, à savoir, les géogrilles à base de fibres de verre et l'enrobé bitumineux composé d'agrégats de bitume et de la couche d'accrochage.

La réalisation et le suivi de des planches sont décrits dans le troisième chapitre qui se termine avec les principaux résultats obtenus et les différentes observations effectuées durant la période de suivi qui concernent l'évolution des caractéristiques de surface, l'état visuel de la chaussée, l'état de collage de la grille-enrobé et la portance de la chaussée.

Chapitrel. ETUDE AU LABORATOIRE

Lepremier chapitre de cette partie présente l'étude réalisée au laboratoire, le mode opératoire et les résultats des essais effectués au laboratoire sur des éprouvettes renforcées par géogrilles de 100 et 50 kN de résistance à la traction et des éprouvettes témoins non renforcées. Les essais ont porté sur le comportement à la fatigue et sur l'évolution du module de rigidité. Le but de ces essais est d'évaluer l'effet du renforcement par grille à base de fibre de verre sur la durée de vie du béton bitumineux.

1. Présentation des essais et choix des éprouvettes

Les essais ont été réalisés au laboratoire d'Epsilon Ingénierie France en collaboration avec 6DSolutions France. L'objectif est l'évaluation, par des essais au laboratoire, de l'apport des géogrilles dans les renforcements des chaussées en termes de fatigue et de module de rigidité.

Le travail s'est basé sur les deux essais normalisés qui sont, le module de rigidité et la résistance à la fatigue en flexion quatre points. Ces deux essais sont les mieux adaptés pour tester de tels composites bétons bitumineux –géogrilles.

La formulation de l'enrobé (béton bitumineux semi-grenu 0/14) et les matériaux sont ceux utilisés dans les planches expérimentales. Les agrégats ont été envoyés de l'Algérie.

Les éprouvettes sont de forme prismatique de dimensions suivantes: longueur 620 mm, largeur 100 mm, épaisseur 90 mm. Le renfort est placé à 30 mm de la surface inférieure de l'éprouvette. Cette disposition est la plus représentative du cas réel.

La quantité des granulats a permis la fabrication de 3 éprouvettes par échantillon :

- 3 éprouvettes témoins ;
- 3 éprouvettes avec la grille à base de fibre de verre Cidex 50 S1 ;
- 3 éprouvettes avec la grille à base de fibre de verre Cidex 100 SB;

- **Principe**

Le principe est de réaliser l'essai à charge constante avec mesure de l'évolution des déflexions.

En flexion alterné unilatérale négative: d'une position neutre à une position en déflexion, l'éprouvette reçoit une charge qui induit une déflexion, puis elle revient à sa position de repos.

Les éprouvettes confectionnées sont :

- T1et T2: éprouvettes témoins sans renforcement 30mm et 60mm soit un total de 90mm ;
- R1et R2: éprouvettes renforcées avec de la géogrille à base de fibre de verre Cidex 100SB, 30mm sous la grille et 60mm sur la grille soit un total de 90mm ;
- R3et R4: éprouvettes renforcées avec de la géogrille à base de fibre de verre Cidex 50S1, 30mm sous la grille et 60mm sur la grille soit un total de 90mm.



Figure 1.1.a. Pesage des granulats (après étuvage à 165 °C)



Figure 1.1.b. Bitume 40/50 coulé à 165°C

Figure 1.1.a et b.fabrication des plaques d'enrobés au laboratoire

Les essais ont été réalisés conformément aux normes EN 12 697-26:2004 et EN 12 697-24+A1:2007 (voir annexes B et D).

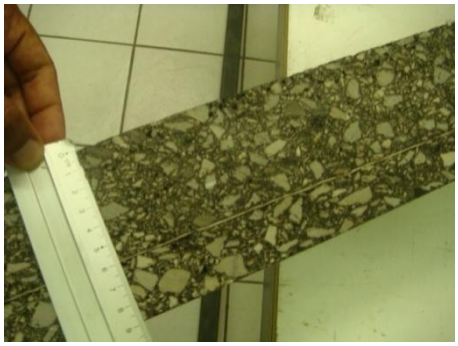


Figure 1.2. Eprouvette renforcée par géogrille

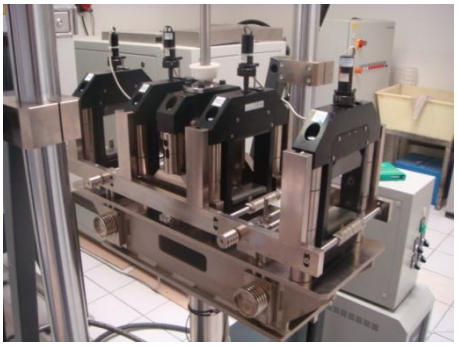


Figure 1.3. Banc de flexion 04 points

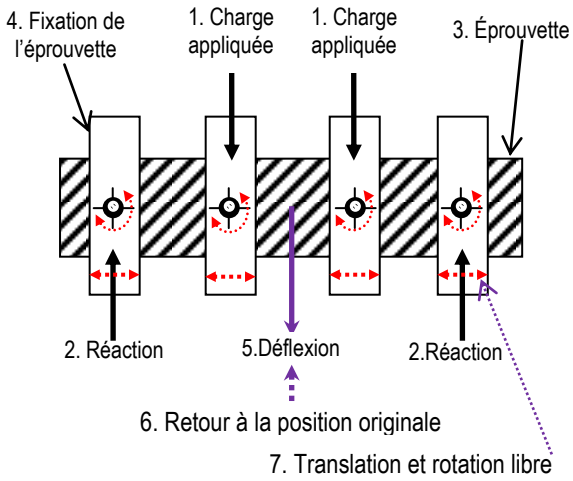


Figure 1.4. Principe de base de l'essai de flexion 4 points

2. Essais de module de rigidité et de fatigue en flexion quatre points

2.1. Essai de module de rigidité en flexion quatre points sur éprouvettes prismatiques

L'essai de module de rigidité a été réalisé sur 6 éprouvettes:

- 2 éprouvettes en béton bitumineux semi-grenu appelées 'éprouvettes témoins (T1 et T2)'',
- 2 éprouvettes en béton bitumineux renforcées par la grille CIDEX 100 SB appelées ''éprouvettes renforcées (R1 et R2)''
- 2 éprouvettes en béton bitumineux renforcées par la grille CIDEX 50 S1 SB appelées ''éprouvettes renforcées (R3 et R4)''.

L'essai de module de rigidité est réalisé avec un niveau de déformation d'environ 50 μm/m, à une fréquence de sollicitation de 10 Hz et à des températuresde 10°C, 35°C et à 20°C (la température de l'étude des planches expérimentales en Algérie).

2.2. Essai de fatigue en flexion quatre points sur éprouvettes prismatiques

L'essai de fatigue a été réalisé sur quatre éprouvettes, respectivement T1, T2, R1 et R2.

L'essai de fatigue en flexion quatre points est réalisé avec un niveau de déformation de 200 μm/m et à une température de 10°.

Pendant l'essai de flexion, la poutre est soumise à une flexion alternée à la fréquence de sollicitation et à l'amplitude de déplacement initial imposé par les normes. L'effort est appliqué au moyen du cadre de chargement relié aux 2 brides de maintien intérieures. La distance entre les brides est de 200 mm. L'essai est réalisé dans une enceinte thermique à une température contrôlée de 10°C.

Pendant l'essai de fatigue, la poutre est fléchie en compression de manière sinusoïdale à la fréquence de sollicitation de 25 Hz et à l'amplitude de déplacement initiale imposé de 0,341 mm. La force, le déplacement et le retard de phase sont enregistrés régulièrement pendant la durée de l'essai, le premier enregistrement étant à 100 cycles.

Le critère de rupture prévu par la norme, considère que la rupture conventionnelle du mélange bitumineux est celle où le module de rigidité perd la moitié de sa valeur initiale (valeur mesuré après 100 cycles de chargement). Dans un essai piloté en mode flèche constante, cela se traduit par une diminution de la moitié de la force initiale.

Comme actuellement il n'y a pas des spécifications normalisées concernant la fatigue des matériaux composites, un deuxième critère a été considéré. Ce critère associe la durée de vie en fatigue à une diminution de 80% du module de rigidité initial[74].

3. Spécifications concernant la fabrication de l'enrobé et des éprouvettes

3.1. Fabrication et type d'enrobé

La formulation et les matériaux utilisés pour la confection des éprouvettes sont similaires à ceux utilisés dans la réalisation des planches expérimentales. Toutes les fractions granulaires sont de provenance de la carrière de Djouab dans la wilaya de Médéa. La composition du béton bitumineux est la suivante :

- 0/3 45%
- 3/8 15%
- 8/15 40%
- 5,97% Bitume 35/50
- Compacité 93% à 96%

3.2. Fabrication et stockage des éprouvettes

Le mode de préparation du mélange hydrocarboné malaxé au laboratoire selon la norme EN 12697-35, et le compactage de plaque selon la norme EN 12697-33.

Les plaques sont de 2 types: plaques témoins et plaques renforcées avec la grille (CIDEX 50 S1 et CIDEX 100 SB) d'une épaisseur de 15cmfabriquées initialement en deux couches, respectivement:

- ✓ Une couche de 7 cm en béton bitumineux
- ✓ Une couche d'émulsion de bitume de dosage 600g/m2 en bitume résiduel
- ✓ Une grille dans le cas des plaques renforcées
- ✓ Une couche de 8 cm en béton bitumineux

Le mode d'obtention des éprouvettes est par sciage de plaques, 4cm en bas et 2cm en haut (épaisseur 9cm) de la taille suivante : Epaisseur 3cm+6cm, Largeur 10cm et la longueur 62cm.

Les éprouvettes ont été conservées, avant les essais, à une température de 20°C.



a. *b.* *.c.*

a. La 1ère couche d'enrobé après compactage
b. Géogrille mise en place sur la 1ère couche d'enrobé fabriquée la semaine précédente
c. éprouvette avant sciage

Figure 1.5. Différentes phases de préparation des éprouvettes au laboratoire



Figure 1.6. Eprouvette R3 en banc de flexion 04 points en cours d'essai

4. Résultats des essais de module de rigidité et de fatigue

4.1. Résultats de l'essai de module de rigidité

Le tableau 1.1.présente les résultats moyens des essais de module de rigidité en flexion quatre points.L'essai est réalisé à plusieurs fréquences de sollicitationet à des températures de 10°C, 35° et à 20°C.

Tableau 1.1. Résultats de l'essai de module de rigidité

		Résultats moyens T1 et T2 Eprouvettes témoins			Résultats moyens R3 et R4 éprouvettes renforcées géogrille CIDEX 50S1			Résultats moyens R1 et R2 éprouvettes renforcées géogrille CIDEX 100SB		
T° d'essai	f [Hz]	ε [µm/m]	E* (T1etT2) [MPa]	Φ [°]	ε [µm/m]	E* (R3etR4) [MPa]	Φ [°]	ε [µm/m]	E* (R1etR2) [MPa]	Φ [°]
T=10°	1	47,18	5655	19	46,91	5658	17	46,4	6398	16
	10	45,82	8137	13	45,6	8122	13	45,09	8969	12
	1	47	5632	19	46,8	5718	17	46,41	6491	17
T=20°	0,1	49,8	1106	38,4	49,6	1090	36,9	49,5	933	39,9
	0,2	49,4	1444	36,6	49,3	1422	35,9	49,8	1273	38,3
	0,5	49,4	2016	33,8	49,4	1966	33,4	49,3	1828	35,6
	1	48,7	2542	31,2	49,3	2471	31,1	49	2353	33,1
	2	48,6	3146	28,5	48,9	3059	28,5	48,9	2966	30,4
	5	48	4038	25	47,9	3928	25,1	48,4	3894	26,7
	8	47,7	4537	23,2	47,7	4396	23,3	47,8	4413	24,8
	10	47,6	4764	22,5	47,6	4605	22,5	47,8	4657	24,1
	20	47,2	5448	20,4	47	5269	20,7	47,3	5425	21,6
T=35°	1	51,35	301	51	51,34	273	51	50,9	268	48
	10	49,91	973	48	49,68	907	48	50,07	891	47
	1	51,49	296	51	51,26	269	51	51,35	263	48

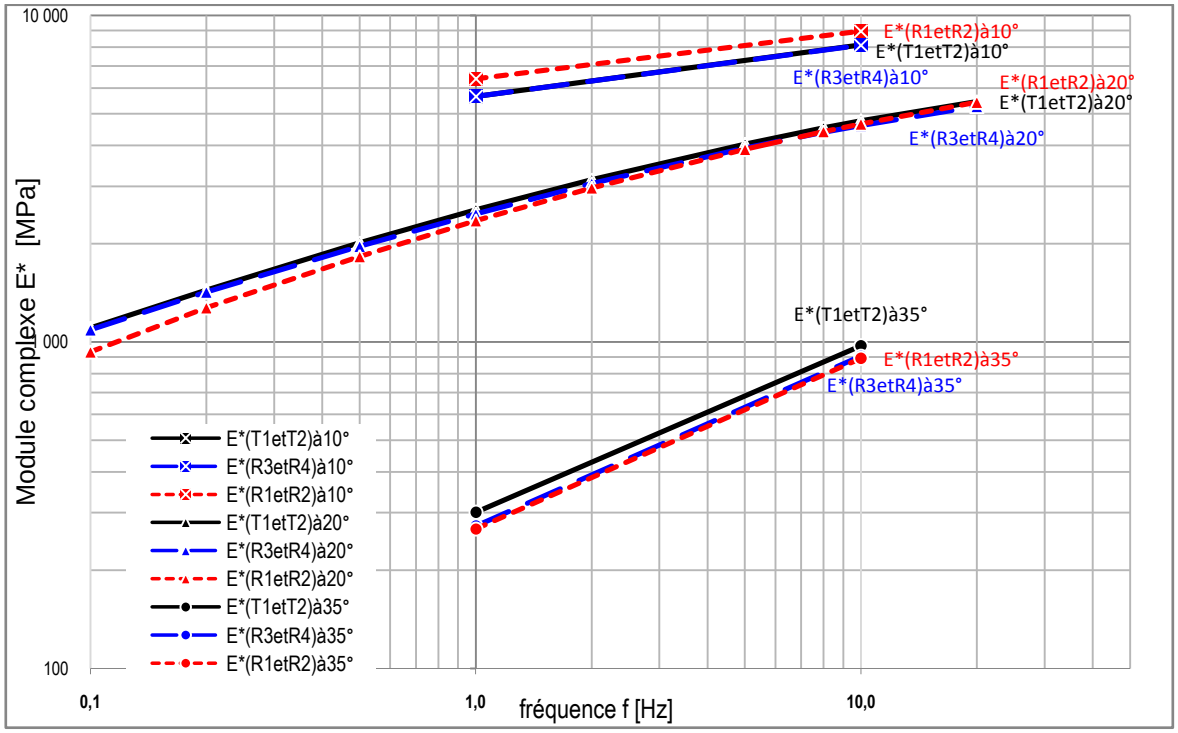


Figure 1.7. Variation du module de rigidité en flexion quatre points en fonction de la fréquence et de la température

La figure 1.7. montre qu'il n'y a pas de différence significative entre le module des éprouvettes témoins (T1 et T2) et le module des éprouvettes renforcées (R1, R2 et R3 et R4).

On constate, aussi, que la valeur du module de rigidité diminue quand la température augmente.

4.2. Résultats des essais de fatigue

4.2.1. Force appliquée en fonction du nombre de cycles

Les résultats de la force appliquée en fonction du nombre de cycles de l'essai de fatigue sont récapitulés dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2. Résultats de la force en fonction du nombre de cycles appliqués

	X Force gamme cyclique (kN)					
	éprouvette témoin		éprouvette renforcée		Moyenne	
N Cycles	T1	T2	R1	R2	Moy T1etT2	Moy R1etR2
100	5,050	4,694	5,242	6,180	4,872	5,711
500	4,901	4,573	5,164	6,121	4,737	5,642
1000	4,804	4,500	5,138	6,000	4,652	5,569
2000	4,707	4,378	5,118	5,883	4,543	5,500
3000	4,647	4,307	5,052	5,760	4,477	5,406
4000	4,575	4,241	5,046	5,704	4,408	5,375
5000	4,538	4,209	4,992	5,639	4,373	5,316
10000	4,413	4,045	4,877	5,475	4,229	5,176
15000	4,283	3,917	4,835	5,282	4,100	5,059
20000	4,181	3,910	4,716	5,145	4,045	4,931
30000	4,079	3,723	4,565	5,022	3,901	4,794
40000	3,907	3,634	4,432	4,755	3,770	4,593
50000	3,831	3,483	4,310	4,519	3,657	4,415
60000	3,703	3,399	4,179	4,296	3,551	4,237
70000	3,543	3,278	4,024	4,089	3,411	4,057
80000	3,473	3,115	3,814	3,928	3,294	3,871
90000	3,314	2,965	3,672	3,813	3,140	3,742
100000	3,144	2,706	3,535	3,673	2,925	3,604
110000	2,960	2,360	3,417	3,564	2,660	3,491
125000	2,586	1,469	3,221	3,408	2,027	3,315
130000	2,409	1,065	3,133	3,352	1,737	3,242
145000	1,702		2,895	3,242	1,072	3,068
160000	1,093		2,625	3,145		2,885
170000			2,418	2,996		2,707
195000			1,481	2,678		2,079
200000			0,970	2,459		1,715
210000				2,103		1,369
220000				1,683		1,050
230000				1,341		
240000				1,241		

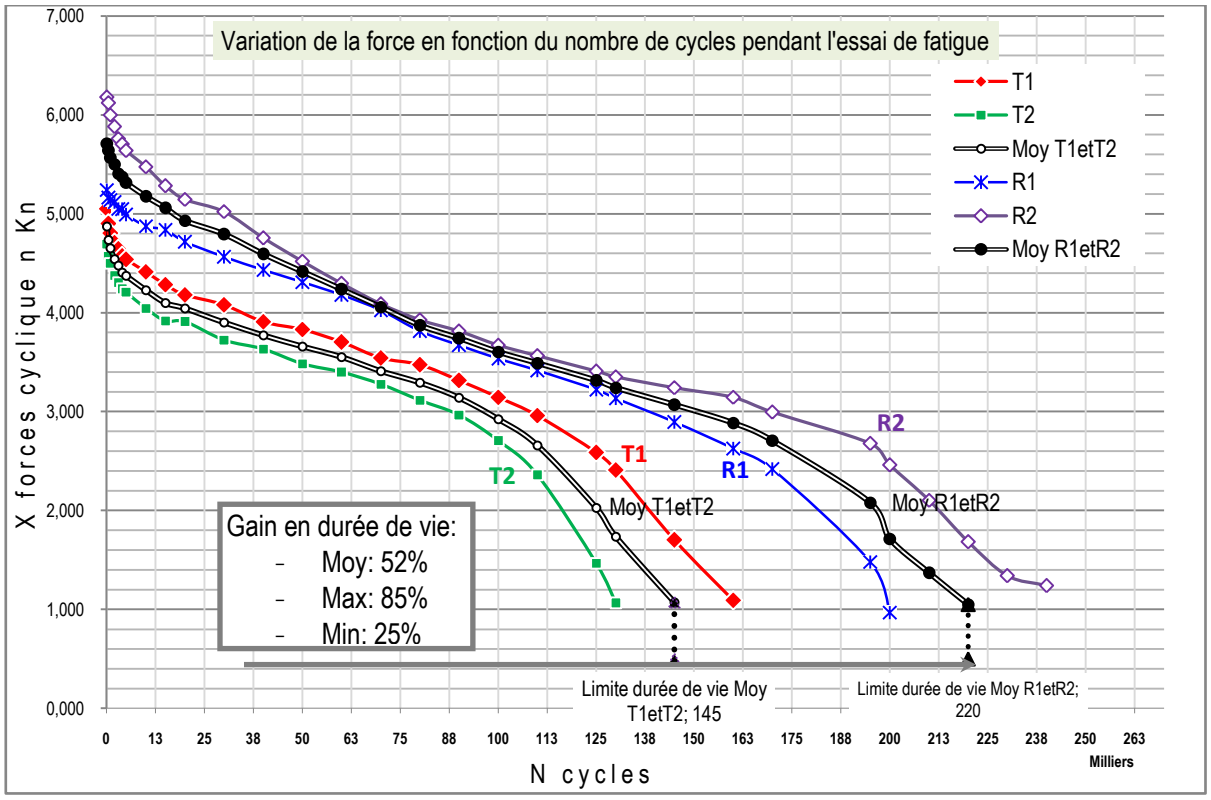


Figure1.8. Variation de la force en fonction du nombre de cycles pendant l'essai de fatigue

On constate une nette différence entre les courbes représentant les éprouvettes témoins et celles renforcées. Le gain en durée de vie, pour les éprouvettes renforcées, est évalué,en moyenne, à 52%.

4.2.2. Module complexe en fonction du nombre de cycles appliqués

Les résultats du module complexe en fonction du nombre de cycles de l'essai de fatigue sont représentés par les courbes de la figure 1.9.

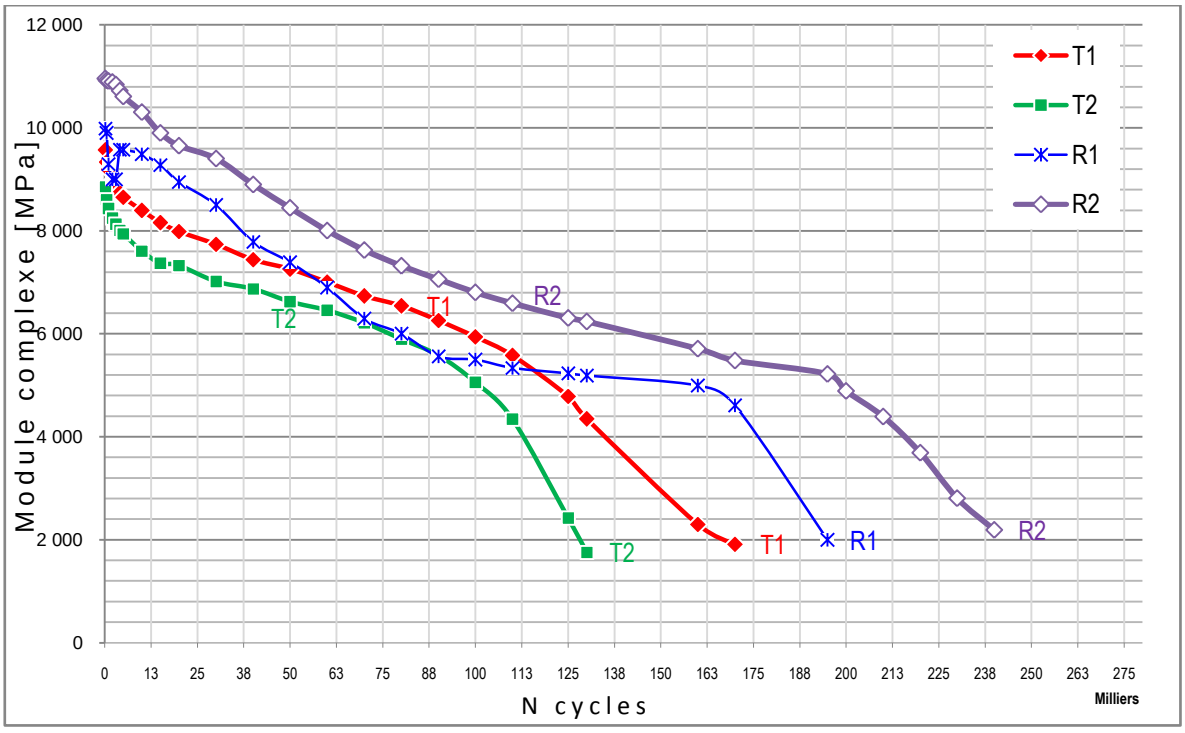


Figure 1.9.Courbes du module complexe en fonction du nombre de cycles appliqués

On constate que pour des nombres de cycles identiques, les éprouvettes renforcées enregistrent des modules complexes plus élevés comparativement à celles non renforcées. Le rôle du renforcement est mis en évidence par la résistance des éprouvettes renforcées au nombre de cycles appliqués, ce qui traduit une durée de vie plus élevée.

4.2.3. Apport du renforcement par rapport aux critères de la durée de vie

Les gains en durée de vie qui correspondent aux critères de 50% et 20% de la valeur des modules de rigidité initiaux calculés à partir des résultats précédemment obtenus sont récapitulés dans le tableau 1.4.

Tableau 1.4. Durée de vie en fatigue conventionnelle – Critère à 50%Eini et à 20%Eini

Code éprouvette	Température [°C]	Déformation ε [µm/m]	Flèche z [mm]	E_{ini} [MPa]	E_{fat}=**50%**E_{ini} [MPa]	$N_{fat\ 50\%Eini}$ [Cycles]	E_{fat}**20%**E_{ini} [MPa]	$N_{fat\ 20\%\ Eini}$ [Cycles]
T1	10	199,85	0,340	9 570	4 785	125 000	1 914	170 000
T2	10	199,89	0,341	8 851	4 426	108 843	1 770	129 924
Moyenne:		**199,87**	**0,341**	**9 211**	**4 606**	**116 922**	**1 842**	**149 962**
R1	10	199,79	0,340	9 991	4 996	160 000	1 998	195 000
R2	10	199,92	0,341	10 960	5 480	170 000	2 192	240 000
Moyenne:		**199,86**	**0,341**	**10 476**	**5 238**	**165 000**	**2 095**	**217 500**
					Gain moyen:	**41%**	Gain moyen:	**45%**
					Gain maximal:	**56%**	Gain max:	**85%**
					Gain minimal:	**28%**	Gain min:	**15%**

Avec:

E_{ini}: module de rigidité initial, mesuré après 100 cycles d'application de la charge
E_{fat}: module à la rupture conventionnelle égal à la moitié du module de rigidité initial E_{fat} = 50%.E_{ini}

N_{fat}: durée de vie en fatigue de l'éprouvette, le nombre de cycle correspondant au critère de rupture choisi (N_{fat} correspond à E_{fat})

La figure 1.10. représente l'apport des renforcements en géogrille par rapport aux critères de durée de vie conventionnelle.

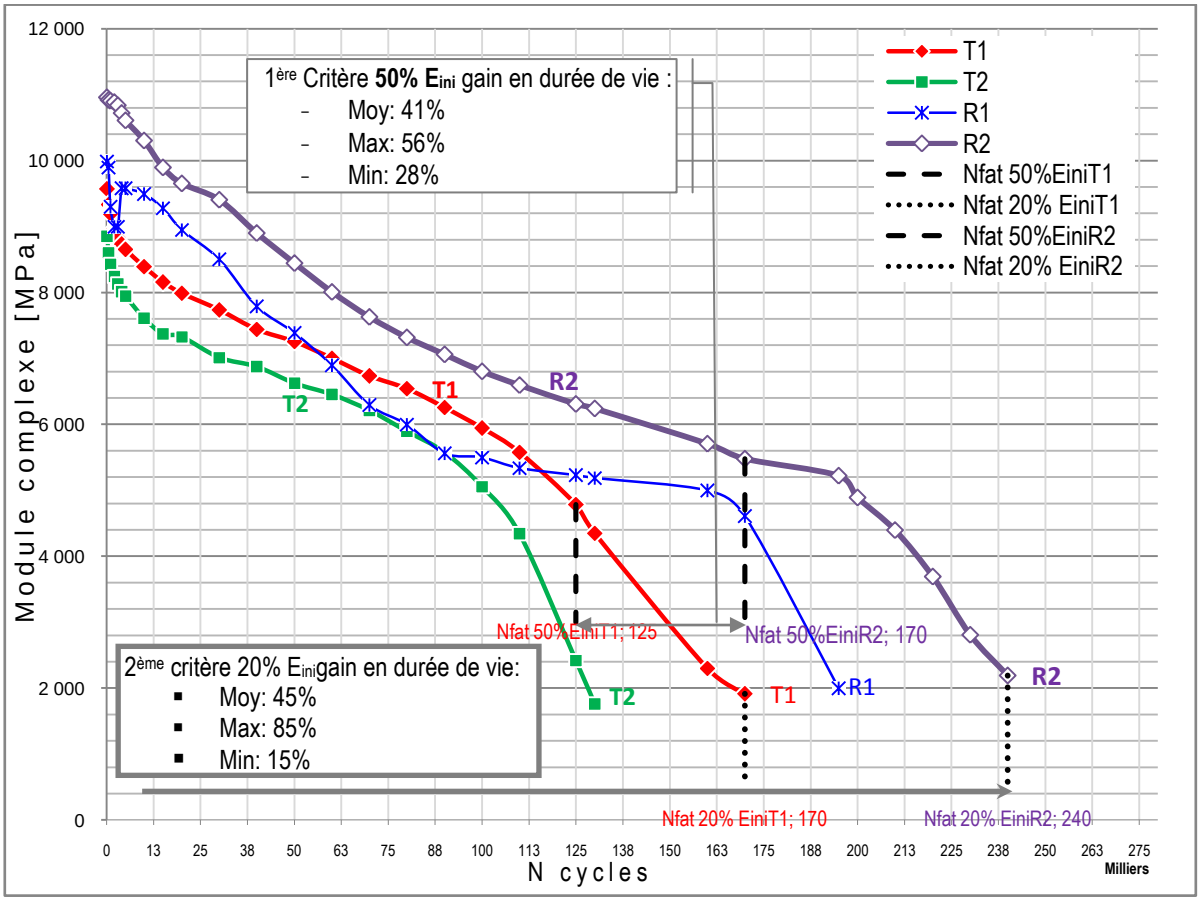


Figure 1.10.Durées de vie conventionnelles et courbes du module complexe en fonction du nombre de cycles appliqués

La différenceentre le cas non-renforcé et le cas renforcé est significative. Le rôle des renforcements est mis en évidence par les deux critères I et II (citées dans les articles 4.2.3.1 et 4.2.3.2). Plusieurs essais de fatigue sont nécessaires pour confirmer ces valeurs.

4.2.3.1. 1er critère de durée de vie correspond à 50% de la valeur du module de rigidité initiale

Pour une durée de vie conventionnelle correspondante à 50% de la valeur du module de rigidité initial, le gain moyen en durée de vie apporté par la grille est d'environ 41% par rapport à la durée de vie de l'éprouvette témoin, le gain maximal est de 56%, le gain minimal est de 28%.

4.2.3.2. 2ème critère de durée de vie correspond à 20% de la valeur du module de rigidité initiale

Pour une durée de vie correspondante à 20% de la valeur du module de rigidité initial, legain moyen en durée de vie apporté par la grille est d'environ 45% par rapport à la durée de vie de l'éprouvette témoin, le gain maximal est de 85%, le gain minimal est de 15%.

5. Conclusions du premier chapitre

Les essais effectués au laboratoire sur des éprouvettes prismatiques renforcées et des éprouvettes témoins, ont pu mettre en évidence l'apport significatif des géogrilles en termes de module de rigidité complexe et de comportement en fatigue. En ce qui concerne le module de rigidité évalué par l'essai de flexion quatre points, nous avons constaté qu'il n'y avait pas de différence significative entre le module des éprouvettes témoins (T1 et T2) et le module des éprouvettes renforcées (R1, R2 et R3 et R4).

Pour l'essai de fatigue, les résultats ont montré une nette différence en terme de résistance entre les éprouvettes témoins et celles renforcées.Le gain en durée de vie, pour les éprouvettes renforcées est évalué, en moyenne,à 52%.

En ce qui concerne le module complexe évalué par l'essai de fatigue, nous avons pu constater que pour des nombres de cycles identiques, les éprouvettes renforcées enregistrent des modules complexes plus élevés comparativement à celles non renforcées. Le rôle du renforcement est mis en évidence par la résistance des éprouvettes renforcées au nombre de cycles appliqués, ce qui se traduit par une durée de vie plus élevée. Le gain moyen en durée de vie apporté par la grille est d'environ 41% par rapport à la durée de vie de l'éprouvette témoin.

Chapitrell. CRITERES DE CHOIX DES SECTIONS EXPERIMENTALES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

Avant d'aborder l'étude du renforcement proprement dit, nous avons réservé le présent chapitre, en premier lieu, à une description détaillée des planches expérimentales et les motifs de choix des sections à renforcer suite à une campagne de mesure et d'auscultation. En deuxième lieu, nous avons présenté et décrit les matériaux qui sont utilisés dans la réalisation des différentes planches expérimentales, à savoir, les géogrilles à base de fibres de verre et l'enrobé bitumineux composé d'agrégats de bitume et de la couche d'accrochage.

1. Choix des sections expérimentales

Cette étude concerne un tronçon sur la RN01 entre la ville de Seghouane et la ville de KsarElBoukhari à 46km de Médéa et à 129km d'Alger. La chaussée est bidirectionnelle, d'une largeur moyenne de 8m. Les sections expérimentales étudiées sont entre le Pk 129+000 et le Pk:129+150.

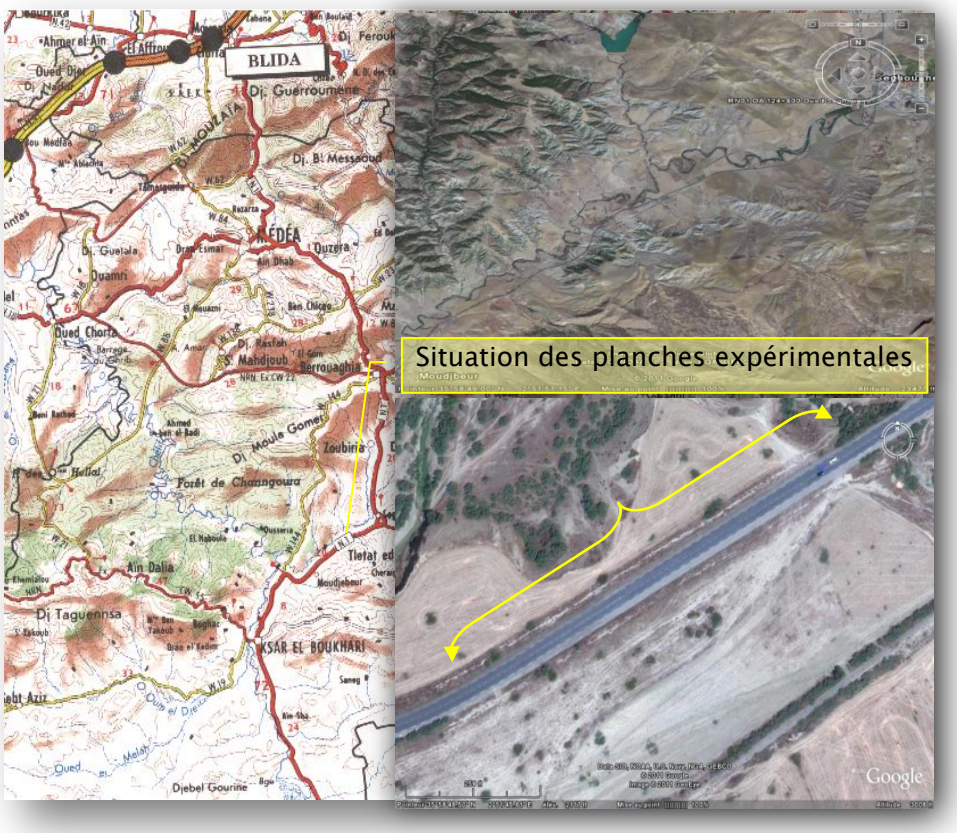


Figure 2.1.Plan de situation des planches expérimentales

1.1. Historique de la section recevant les planches d'essais

La route dans cette section a fait l'objet de travaux de renforcement en 1998 dans le cadre du programme d'entretien des routes nationales par la mise en œuvre d'une couche de roulement en béton bitumineux et d'une couche de base en grave bitume.

La chaussée ancienne de la RN01 est une chaussée souple en TVN (tout venant naturel) non traité revêtue d'un enrobé et devant supporter un trafic de type TPL6. L'enrobé, d'épaisseur 6cm, reposait sur une couche en grave bitume de 12cm et l'ensemble repose sur 73cm de TVN.Cette section est fissurée, parfois affaissée et présente un léger orniérage structurel de 150/100mm.

Globalement, la route est usée, déformée de façon hétérogène, avec quelques petits affaissements de riveset quelques zones de fissuration.

1.2. Recueil des données

1.2.1. Données sur le trafic

Suite à une campagne de trafic réalisée en début 2009, ce tronçon de route,situé sur un axe routier nord-sud classé important, est caractérisé par un trafic journalier moyen annuel (TJMA) de 10270 v/j (véhicule par jour) dont 20% de poids lourd).

L'étatvisuel de la chaussée est caractérisé par l'apparition des orniérages dans quelques endroits, légères flaches sur la bande de roulement et de quelques faïençages.

1.2.2. Données sur l'auscultation de la chaussée

La campagne d'auscultation de la chaussée a porté sur :

- Les mesures de déflexion pour l'estimation de la portance de la chaussée ;
- Les mesures d'uni pour évaluer sa planéité;
- Le relevé visuel de l'état de dégradationen surface.

1.2.3. Mesure de déflexion

Les mesures des déflexions ont été effectuées au niveau des tronçons, objet des planches expérimentales, pour estimer l'évolution de la déformabilité verticale du sol et évaluer la portance résiduelle du corps de chaussée en fonction du trafic routier.

Les déflexions ont été mesurées enmars 2009 au moyen du déflectographe Lacroix en continu dans le sens croissant des points kilométriques sur un linéaire total de 300mètres. Les mesures prises ont été effectuées sur plusieurs kilomètres afin de choisir les planches expérimentales.



Figure 2.2. Appareil déflectographe Lacroix (RN01 Pk129+000 avril 2009)

1.2.4. Mesure de l'uni longitudinal

Les mesures de l'uni longitudinalont été effectuées par l'appareil APL25 enmars 2009 en collaboration avec le CTTP. Cet appareil donne un coefficient CAPL25.





Figure 2.3. Appareil de mesure APL 25 (RN01 Pk129+000 avril 2009)

1.2.5. Relevé des dégradations visuelles de la chaussée

L'évaluation de l'état apparent de la route est basée sur l'examen visuel de la chaussée qui a permis de déterminer la nature et l'intensité des dégradations.

Au niveau de la section expérimentale, un relevé des dégradations a été effectué en mois de juillet 2009. Afin de faire une premièreappréciation sur l'état global de la chaussée, il a été procédé à la localisation des différentes dégradations observées et à l'estimation de leur degré de gravité.

Une série de photos de l'état de la surface de la chaussée a été prise avant réalisation des travaux. Les photos ont été prisespar pas de 10 mètres sur l'axe, la rive gauche et la rive droite de la route. Les photos sont présentées en annexe n°02 du présent mémoire.



Figure 2.4. Relevé de dégradations sur site des planches expérimentales RN01 Pk 129+000 (début août 2009).

1.2.6. Données sur les sondages sous chaussée

Un (01) sondage sous chaussée et quatre (04) sondages carottésont été réalisés afin de connaître la nature des matériaux constituant le corps de chaussée ainsi que le sol support et de relever les épaisseurs des différentes couches.La campagne de carottage et de sondage a été réalisée en mars et avril 2009.



Figure 2.5.a.Sondage effectué au Pk:127+500 (04/03/2009)



2.5b. Carotte prélevée au Pk:129+000, épaisseur:20,5cm

1.2.7. Relevé des profondeurs d'orniérage

La profondeur d'ornière des deux voies au passage des roues a été mesurée en millimètres (mm)avec une règle de 2 mètreset un pas de mesure de 10mètres.



Figure 2.6. Mesure de la profondeur d'orniérage (RN01 Pk 129+000début août 2009)

1.3. Analyse des données

1.3.1. Etude de trafic

Cette étude est basée sur les trafics journaliers moyens annuels (TJMA) déterminés par la campagne menée au début de l'année 2009 par la direction des travaux publics de la Wilaya de Médéa (DTP de Médéa) gestionnaire de la route.

Le trafic, notamment le poids lourds (PL),est l'un des paramètres prépondérant du dimensionnement des chaussées. Selon la méthodologie du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, le trafic dans ces sections est très important tel qu'il apparait ci dessous:

- Route : RN01
- Localisation PK-PK : 129+000 au 129+300
- TJMA (véh/j/voie) : 10270
- %PL : 20%
- Classe route : Réseau Principal 1 (RP1)
- PL/J/sens : 2054
- Classe du trafic cumulé : TPL6

- **Hypothèses de calcul :**
  - Année du dernier renforcement 1998
  - Année de comptage 2009
  - Année de mise en service 2009
  - Durée de vie escomptée N=10 ans
  - Coefficient d'accroissement annuel i= 5 %
  - Type d'accroissement Géométrique
  - Coefficient d'agressivité A=0,8
  - Pourcentage en PL pris en compte: Catégorie P4, P5 et P6 soient les camions à 2 et 3 essieux et les ensembles articulés

- **Calcul de trafic**
  - Facteur de cumul C=12,578 calculé par formule $C=((1+i)^N-1)/i$
  - Trafic PL à l'année de mise en service Tms= 2054 PL/j/sens
  - Trafic PLcumulé prévisionnel : Tcp = 365xTmsxC
  - Trafic PL cumulé écoulé supporté par l'ancienne chaussée à l'année de mesure des déflexions : Tce = 365xTmsex$((1+i)^n-1)/i$)

Tableau 2.1. Résultats de calcul du trafic obtenus (RN01)

Classe route	RP1	
Zone climatique	Zone II	
Température équivalente θ_{eq} (°C)	20°C	
Année du dernier revêtement :	1998	
Année de comptage	2009	
Année de mise en service	2009	
Année de mesure de déflexion :	2009	
n: nombre d'années s'écoulant entre l'année de comptage et l'année de mise en service (ans) :	0	
N : durée de vie escomptée prévisionnelle (ans)	10	
ne : durée de vie écoulée de la chaussée depuis le dernier renforcement (ans) :	11	
Coefficient d'accroissement annuel i :	5%	
Type d'accroissement	Géométrique	
TJMA (véh/J/Sens) :	10270	
Pourcentage Poids Lourds PL (%)	20	Charge utile >5t
Tpl : Trafic PL/J/Snes	2054	
Tms : Trafic poids lourd de l'année de mise en service	2054	Tms =$(1+i)^n$xTpl
Tc : trafic cumulé pour la durée de vie escomptée prévisionnelle	$9,43x10^6$	Tc=365xTms x ((1+i)N-1/i)
Classe du trafic de calcul (Ti) de l'année de mis en service [25]:	T4	
Trafic cumulé calculé à la fin de la durée de vie escompté en nombre cumulé de PL (CU>5t) Tcp :	$9,43.10^6$	
Te : trafic cumulé écoulé supporté par l'ancienne chaussée :	$6,23x10^6$	Te=365*TJMA$((1+j)^{ne}$-1/(j$(1+j)^{ne}$)
Tg : trafic global[25]	$1,57x10^7$	Tg=Tc+Te (utilisé pour déterminer les seuils de déflexions admissibles [25]
Classe du trafic cumulé de calcul à la fin de la durée de vie[25]	**T4**	
Coefficient d'agressivité d'un poids lourd A	0,8	
Trafic équivalent NE: Tcp x A	$7,54.10^6$	

1.3.2. Auscultation par mesure de déflexion

La déflexion exprimée en 1/100 mm est la déformation verticale mesurée à la surface d'une chaussée au passage d'une charge roulante constituée de deux roues jumelées d'un essieux de 13

tonnes, les valeurs de déflexion sous chacune des voies de l'essieu arrière ont été enregistrées et ces mesures ont été représentées graphiquement.

Les mesures de déflexion de l'ancienne chaussée ont été effectuées en avril 2009 à 14h à une température de 20°C, les mesures des déflexions ont été relevées tous les 3,27 m à l'aide de la poutresur un linéaire de 150 mètresàdes sections bien déterminées dans le sens croissant des points kilométriques à l'aide du déflectographe Lacroix.

Le critère de déflexion, nous permet de traduire le comportement des structures de la chaussée et d'évaluer sa portance résiduelle.L'évaluation de la portance résiduelle est en fonction du trafic lourd de charge utile supérieure à 5 tonnes, circulant sur la voie la plus chargée.

Les résultats obtenus sont regroupées en *Annexe n°01*sous forme de valeurs numériques.

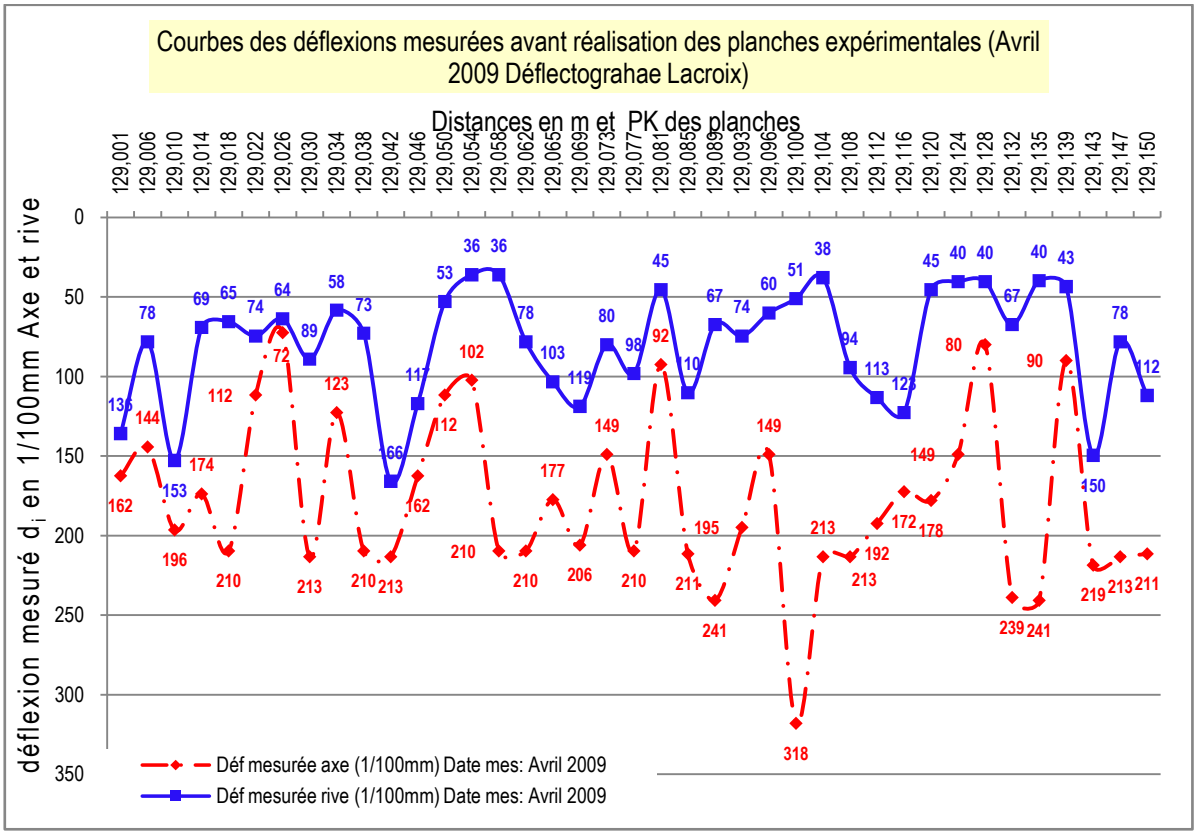


Figure 2.7. Déflexions mesurées avant réalisation des planches expérimentales (Avril 2009,déflectographe Lacroix)

***Constatation**: Les courbes de la figure 2.7des déflexions mesurées en avril 2009 montre que sur la section expérimentale choisie, les déflexions en axe sont plus élevées que celles des rives.En axe, elles varient entre un minimum de 72 à un maximum de 318µm. Les résultats sont proches en valeurs sur toute la section et révèlent globalement une insuffisance structurelle de cette chaussée.*

- **Calcul de la déflexion moyenne et caractéristique :**

  La déflexion caractéristique est obtenue par l'expression suivante :

$$d_c = \mathrm{m} + 2\sigma$$

  m: moyenne des valeurs de déflexions maximales mesurées (d_i) sur une section définie

$$m = \frac{\sum_1^n d_i}{n}$$

Où :

d_i : déflexion mesurée au point i ;
n : nombre de points
σ : écart typedes déflexions maximales

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1}\left(\sum_{1}^{i}(m-d_i)^2\right)$$

Les résultats sont détaillés dansl'annexe n°01. (Tableau des résultats de déflexions).

Tableau 2.2. Résultats de la déflexion caractéristique de la section expérimentale (Date de mesure : Avril 2009)

Localisation PK	Nombre depoints(n)	Déflexion Moyenne 1/100 mm		Déflexion caractéristique 1/100 mmd_c		Distance (m)
		Axe	Rive	Axe	Rive	
Du Pk 129+000 au 129+150	**39**	175,85	82,18	**279,54**	**152,73**	153,0

L'analyse des déflexions mesurées en avril 2009 indique des résultats variables, révélateurs d'insuffisance structurelle sur l'ensemble des points de la section expérimentale.

- **Détermination des caractéristiques mécaniques de l'ancienne chaussée : les classes de déflexion**

Tableau 2.3. Evaluation de la portance résiduelle de la chaussée en fonction des classes de déflexion et du trafic

Route	Localisation PK-PK	Trafic cumulé global	Seuils des déflexions (1/100 mm)		
			Zone A (Portance suffisante)	Zone B (Portance Moyenne)	Zone C (Portance insuffisante)
RN01	129+000 au Pk:129+150	1,57 x 10^7	D <50	50≤ D ≤65	65<D

La section présente une portance insuffisance.

- **<u>Les classes de déflexion :</u>**

L'évaluation de la portance résiduelle de la chaussée existante se fait en comparant les valeurs de la déflexion obtenue avec les classes données par la méthode française de dimensionnement des renforcements des chaussées souples.

Le comportement mécanique de la chaussée est caractérisé par le paramètre C_i qui intégrera le niveau de déflexion moyen de la section homogène d_c.

Tableau 2.4. Classes et seuils des déflexions

Classes de déflexion C_i	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
Seuils de déflexion d_c (1/100 mm)	d_c<50	50<d_c<75	75<d_c<100	100<d_c<150	150<d_c<200	200<d_c<300

Tableau 2.5. Evaluation de la portance résiduelle et classe de portance

Route	RN01
Localisation	129+000 au Pk:129+150
Trafic cumulé global	1,57 x 10^7
Evaluation de la portance résiduelle [25]	Zone C Portance insuffisante (déflexions fortes) >65
Classe de portance [4].	C_6

Nous avons défini la section homogène par niveaux de déflexions :<u>300/100ème</u>du PK 129.000 au PK 129+150.

1.3.3. Auscultation par mesure de l'uni longitudinal

Les mesures de l'uni ont été effectuées avant le démarrage des travaux à l'aide de l'appareil APL25 en collaboration avec le CTTP le mois d'avril 2009. Ces mesures nous ont permis d'obtenir une meilleure appréciation de la planéité de la chaussée.Le découpage en sections homogènes'est fait à partir des coefficients CAPL25mesurés tous les 25m sur les sections expérimentales.

Les résultats du CAPL mesurés sont convertis en valeurs IRI en fonction de CAPL à l'aide de la formule suivante:

IRI= 0,45 x K x CAPL25

où K : le coefficient fonction du type du revêtement, K= 0,74 pour un revêtement béton bitumineux (replottedfromSayers et al., 1986)

Les résultats ainsi obtenus sont comparés aux seuils des valeurs de CAPL dans la figure 2.8.

Tableau 2.6. Valeurs des CAPL et IRI trouvés

Pk Début	Pk Fin	Distance en m	Distance Cumulée en m	CAPL (Date Mesure Avril 2009)	IRI mm/m (en fonction de CAPL25)
129,000	129,025	25,000	0,000	9	3,0
129,025	129,050	25,000	25,000	7	2,3
129,050	129,075	25,000	50,000	7	2,3
129,075	129,100	25,000	75,000	6	2,0
129,100	129,125	25,000	100,000	15	5,0
129,125	129,150	25,000	125,000	13	4,3
129,150	129,175	25,000	150,000	14	4,7

Les courbes de mesured'uni longitudinal sontprésentéesdans la figure 2.8.

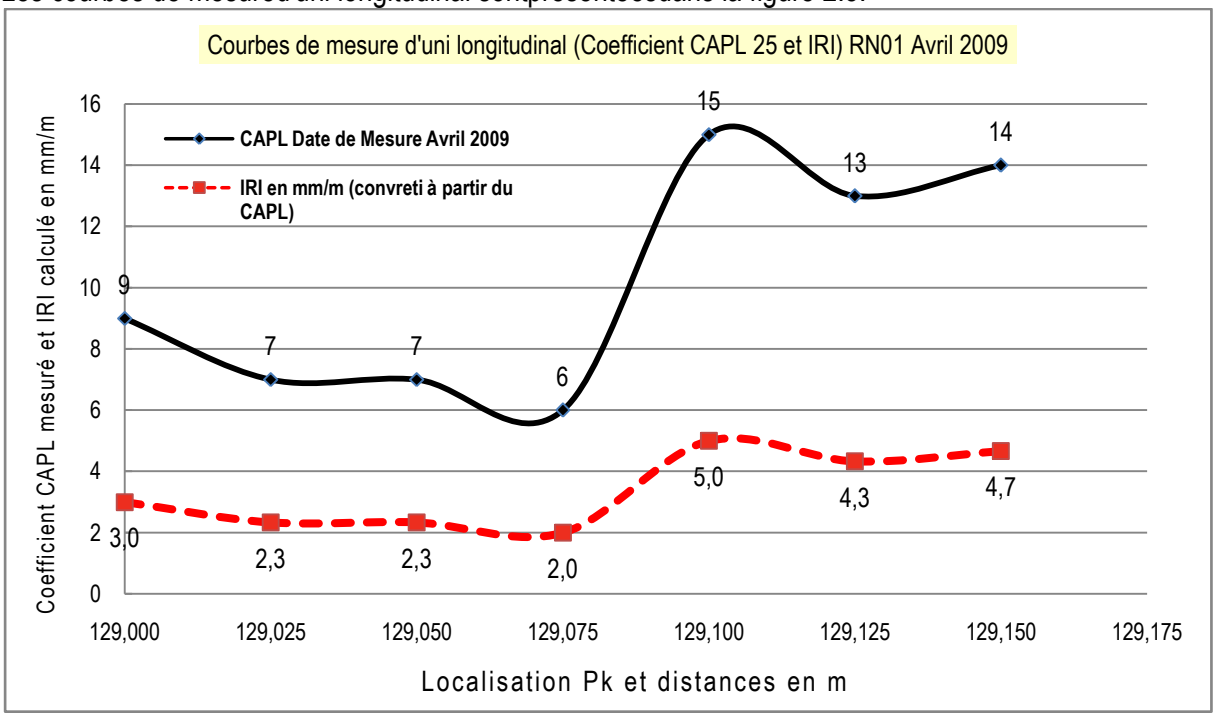


Figure 2.8.Courbes de mesured'uni longitudinal (Coefficient CAPL 25 et IRI) RN01 Date de mesure: Avril 2009.

***Constatations**: l'analyse de la courbe de variation du CAPL et d'IRI en fonction de la distance, révèleuneplanéitémauvaise à moyenne.*

Seuils admissibles du CAPL25

Tableau 2.7. Seuils admissibles du CAPL25

Seuils de CAPL	**≤6**	**≤13**	**≤16**	état de planéité
Pourcentage des mesures	**35%**	**75%**	**90%**	
Pourcentages des mesures calculés :	14,3%	71,4%	100,0%	**Mauvais à moyen**

Seuils admissibles d'IRI

La chaussée auscultée s'insère dans le type d'une chaussée en service, les seuils spécifiques à ce type de chaussées, sont dans la fourchette de 2 à 6 (voir annexe n°09. Echelle d'interprétation d'IRI par type de route).

Tableau 2.8. Seuils admissibles d'IRI

Seuils d'IRI(mm/m)	IRI<2	2<IRI<6	IRI>6	
2<IRI<6	Bon	Moyen	Mauvais	Moy=3,4 mm/m

A la lecture de tous ces résultats, l'uni est globalement,moyenà mauvais ce qui signifie que la chaussée dans cette section et dans l'ensemble ne pose pas un grand problème de planéité.



a. *b.*

Figure 2.9. Photos prises sur RN01 pk 129+000 Avant réalisation des travaux,2.9.a. le 13/07/2009 à 15:30', 2.9.b. le 12/08/2009 à 10:30'

1.3.4. Auscultation par mesure de l'uni transversal

Parmi les dégradations principales de la chaussée on retrouve l'orniérage qui est accéléré par la croissance du trafic poids lourd. C'est une dépression longitudinale dans les traces des pneus, elle s'intensifie à température élevée.

Les mesures de l'uni transversal ont été effectuées, principalement, pour évaluer les profondeurs d'orniérage constatées visuellement. A l'aide de la règle à 2 m, les profondeurs ont été mesurées sur les deux voies aux passages des roues.



Figure 2.10. Mesure de l'uni transversal sur RN01site expérimental Avant réalisation des travaux

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 2.9

La présence d'ornières peut engendrer des problèmes liés à la sécurité des usagers et constitue un critère important à respecter [10].

Toute la section présente un signe d'orniérage à profondeurs variablesqui varient de 1à 27mm.

Tableau 2.9.Seuils des profondeurs d'orniérages enregistrés

Seuils	<15	Entre 15mm et 20mm	≥20mm
Pourcentage des points présentant des ornières	50%	31%	19%

1.3.5. Evaluation de l'état visuel de la chaussée

Le relevé de dégradations effectué sur ce tronçon, dévoile un mauvais état de la chaussée.

Ce tronçon de route est caractérisé par les dégradations de type faïençage à maille fine et parfois à maille large, fissures longitudinales et transversales ainsi que des déformations de type affaissements localisés et des ornières.

Généralement, si un faïençage à mailles fines d'une étendue donnée est suivi par des affaissements,le problème est d'ordre structurel. Au niveau de ce tronçon le faïençage n'est que sur des points localisés.

Le relevé visuel a été effectué le 13/07/2009, les photos ont été prises sur trois (03) sections par pas de 10mètres.



Figure 2.11. Relevé de dégradation effectué

a. Section n°01 *b. Section n°02* *c. Section n°03*

a. RN01 Pk129+135 (arrachement axial dans l'axe de la voie suivi d'une fissure longitudinale et quelques fissures à mailles larges

b. RN01 : Mesure de la profondeur d'orniérage dépassant 25mm

c. RN01 Pk:129+020 : faïençage localisé à mailles fines suivi de fissures longitudinales

Tableau 2.10. Récapitulatif des dégradations enregistrées

PK-PK (RN01)	Linéaire (m)	état	Observations
PK129+000 à PK 129+150	150	Mauvais	- Orniérage à faible rayon localisé - Fissures longitudinales et transversales localisées - Faïençages à mailles larges localisés - Arrachements localisés et généralisés - Affaissements localisés - Réparations localisés par purge et traitement des fissures - Bourrelets localisés - Ecrêtages localisés réalisés suite à l'apparition de bourrelets

1.3.6. Mesure du PMT et du coefficient SRT (avant travaux)

1.3.6.1. Mesure de la profondeur moyenne de la texture (PMT) avant travaux

Avant réalisation des travaux et sur les trois sections, une mesure a été effectuée avec six (06) pointspour chaque profil (03 mesures pour chaque voie, à l'axe de la voie et les deux autres aux passages des roues de la voie). Les mesures ont été effectuées le 15/08/2009 à 9h30' à une température de mesure de 40°.



Figure 2.12. Mesure de la profondeur moyenne de texture PMT effectué en collaboration avec le LCTP centre

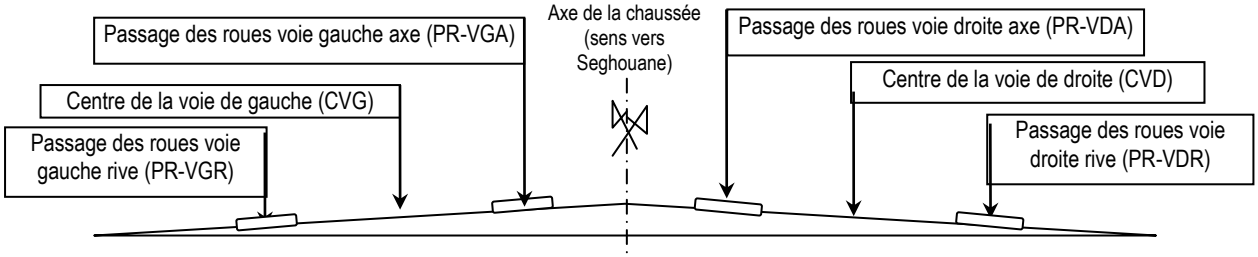


Figure 2.13. Schématisation des points de mesure PMT sur site expérimentale RN01

Tableau 2.11. Résultats des mesures de la profondeur moyenne de texture PMT avant réalisation des planches (avril 2009)

Sens vers Seghouane		129+000			129+025			129+075			129+125		
		D (cm)	S (cm²)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm²)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm²)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm²)	PMT (mm)
Voie droite	PR-VDR	chaussée rugueuse (fraisée et faïencée)			37,0	1075,2	**0,279**	36,0	1020,14	**0,294**	30,3	722,5	**0,415**
	CVD				36,0	1020,1	**0,294**	35,0	964,313	**0,311**	34,0	909,0	**0,330**
	PR-VDA				35,5	989,8	**0,303**	33,0	856,854	**0,350**	34,0	909,0	**0,330**
Voie gauche	PR-VGA				32,0	804,25	**0,373**	41,0	1321,54	**0,227**	32,5	830,6	**0,361**
	CVG				35,5	989,8	**0,303**	36,5	1048,64	**0,286**	32,5	830,6	**0,361**
	PR-VGR				36,0	1020,1	**0,294**	38,6	1167,18	**0,257**	32,0	804,2	**0,373**

Avec :

- *V (m3)*=30cm³ : Volume de billes de verre versé et sable fin calibré ;
- *D (cm)*: Diamètre de la tache
- *S (cm2)*: Surface de la tache
- *PMT (mm)*: Profondeur Moyenne de la Texture calculé =V/S(NF EN 13036-1)
- *PR-VDR*: Passage des Roues Voie Droite coté Rive, *CVD*: Centre de la Voie de Droite, *PR-VDA*: Passage des Roues Voie Droite coté Axe.*PR-VGR*: Passage des Roues Voie Gauche coté Rive, *CVG*: Centre de la Voie de Gauche, *PR-VGA*: Passage des Roues Voie Gauche coté Axe.

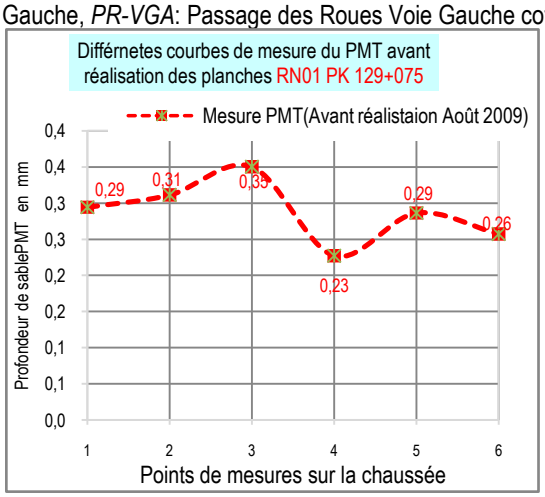


Figure 2.14.a. RN01 PK129+025

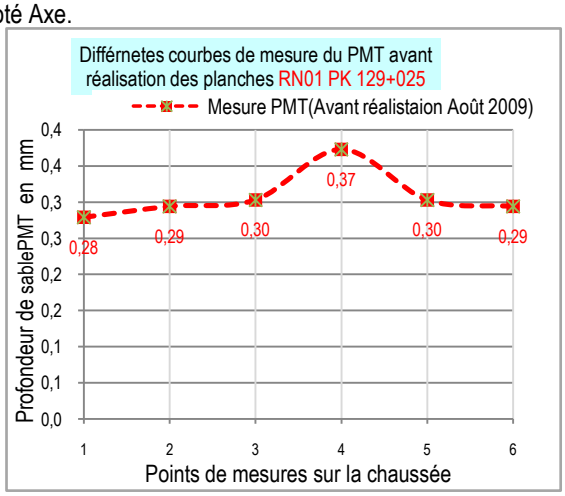


Figure 2.14.b.RN01Pk 129+075

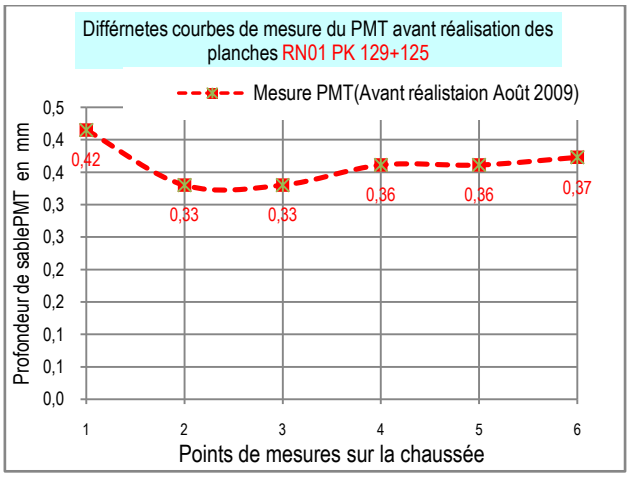


Figure 2.14.c.RN01 PK129+125

Figure 2.14. Courbes de mesures de PMT des différents points de la chaussée avant réalisation des planches

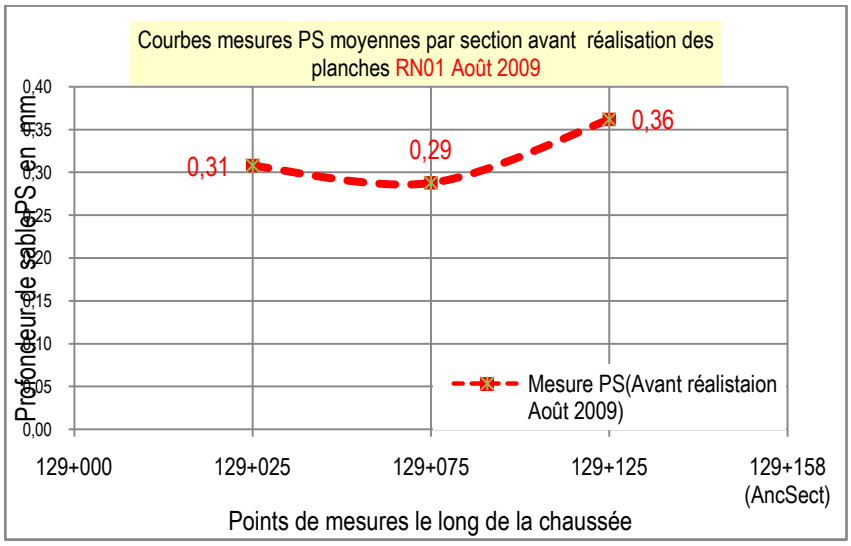


Figure 2.15. Comparaison et variation du PMT avant et après réalisation des planches RN01

Constatations : A part la première section d'une rugosité non calculable (texture actuelle de la chaussée fraisée et faïencée), les autres sections, comme la courbe de mesure des moyennes du PMTle montre, ont une macrotexturejuste à la limite.

1.3.6.2. Mesure du coefficient de frottement (SRT)

Les mesures ont été effectuées avant réalisation des travaux en date du 16/08/2009 à une température ambiante de 40°. Un point a été choisi pour faire le test, deux points de mesure ont été effectuéssur le même profil, le premier au passage des roues et le deuxième à l'axe. Ce choix des points de mesure est basé sur l'homogénéité de la surface dans toute la section.

Tableau 2.12. Résultats des mesures de SRT avant réalisation des planches

Sens vers Seghouane		129+125
Voie droite	Passage des roues coté droit rive	0,42
	Centre	0,45

Les coefficients de frottement calculés au passage des roues et au centre de la voie montrent une microtexture acceptable.

1.3.7. Couches constituantes de l'ancien corps de chaussée

Dans le cadre du diagnostic de l'état structurel des chaussées souples constituées d'un ensemble de couches superposées, les informations relatives aux épaisseurs des couches constituant la chaussée et les conditions de collage entre elles sont nécessaires.

Les techniques telles que Géoradar ou carottages permettent d'estimer les épaisseurs des différentes couches.

Par contre les appareils existants ne donnent pas des indications fiables sur la nature de la liaison entre les couches. En l'absence de tels matériels de mesure, le carottage permet de détecter et de localiser la présence d'un défaut d'interface.

1.3.7.1. Résultats du carottage

La campagne de carottage réalisée a donné les résultats suivants :

- un revêtement bitumineux de 20,5 cm d'épaisseur (moyenne de 20cm) ;
- une fondation supérieure d'une épaisseur moyenne de 13 cm, composée d'un tuf.
- une sous-fondation d'une épaisseur moyenne de 60cm composée d'un tout venant naturel ;
- le sol d'infrastructure est un sol argileux ;



Figure 2.16. Sondage réalisé après achèvement destravaux pour les besoins du calage pour le géoradar

1.3.7.2. Géoradar

L'analyse des photos géoradar réalisée a confirmé les informations données par les carottages et sondages.



Figure 2.17. Photo géoradar en cours de réalisationde l'essai sur site des planches RN01

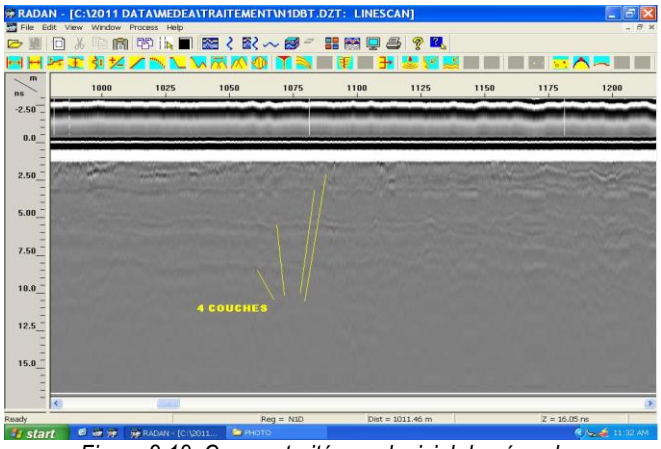


Figure 2.18. Coupes traités par logiciel du géoradar

La campagne de sondage et de carottage a donné la structure suivante :

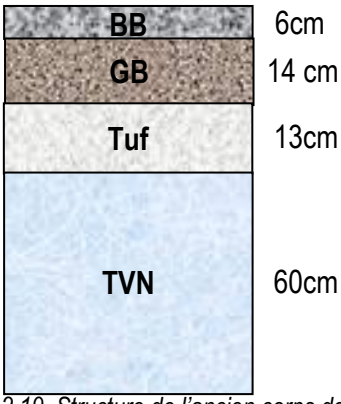


Figure 2.19. Structure de l'ancien corps de chaussée

1.4. Diagnostic et dimensionnement

1.4.1. Diagnostic

L'analyse de l'ensemble des résultats des différentes investigations réalisées au niveau dece tronçon, a permis de faire les constatations suivantes :

a. Dégradations et causes probables

À la base des résultats, nous pouvons dire que 70% du linéaire représente un état de dégradation jugé mauvais et 30% restant du linéaire représente un état de dégradation jugé moyen.

Les causes probables de l'apparition de ces types de dégradation sont en premier lieu l'intensité du trafic poids lourds et la fatigue de la chaussée.

b. Trafic

Le tronçon est caractérisé par un trafic en poids lourds fort de classe T4.

c. Portance

La portance de la chaussée est insuffisante (déflexions fortes)

d. Uni longitudinal

L'uni est généralement moyenà mauvais ce qui signifie que la chaussée dans cette sectionne présentepas, globalement, un grand problème de planéité.

e. Uni transversal (mesure de la profondeur d'ornière) :

Les profondeurs d'ornières mesurées ont montré une déformation transversale et une irrégularité de la planéité transversale mais,globalement, acceptable pour les travaux de revêtement qui ne nécessitent pas un écrêtage des bourrelets avant travaux.

f. SRT et PMT

La mesure de l'adhérence (CFL et PMT) a montré une adhérence insuffisante et une chaussée glissante.

1.4.2. Dimensionnement

La méthode utilisée pour la vérification du dimensionnement de la structure de chaussée de renforcement est celle de la méthode française de dimensionnement des renforcements des chaussées souples.

L'épaisseur de la couche de renforcement sera déterminée a l'aide dulogiciel ALIZE-LCPC qui permet de vérifier à partir d'un modèle élastique linéaire fondésur la méthode Burmister, les déformations verticales et tangentielles à différentsniveaux de la structure par rapport aux valeurs limites admissibles calculées selon leguide des renforcements Algérien (décembre 1992) et la méthode française pour ledimensionnement des renforcements.

Les donnéesàprendre en charge dans le modèle pour le calcul sont :

- Les épaisseurs de chaque couche,
- Les caractéristiquesmécaniques des matériaux (module de rigidité des matériaux et les coefficients de Poisson),
- L'état de l'interface entre les différentes couches.

1.4.3. Modélisation de la structure à renforcer

Il s'agit d'une modélisation type, d'une chaussée souple conduisant à une valeur égale à la valeur maximale de chaque classe de déflexion, soit la classe C6 (300/100ème).

1.4.4. Caractéristiques de l'ancienne chaussée

L'ancienne chaussée est représentée par un modèle tricouches composé d'un corps de chaussée unique, surmonté d'une couche de roulement et reposant sur un sol-support: *e*et *H* sont respectivement l'épaisseur de la couche de roulement et l'épaisseur totale des matériaux de la chaussée [27, 68].

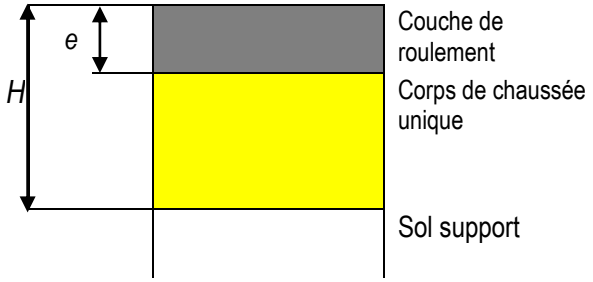


Figure 2.20. Représentation d'un model tricouches

Pour les calculs, l'épaisseur de l'ancien enrobé est prise égale à la valeur maximale de la classe d'épaisseur.

Tableau 2.13. Classes d'épaisseurs

Epaisseur	*E*			*H*	
	e1	*e2*	*e3*	*H1*	*H2*
Epaisseur couche d'enrobé	<5cm	<10cm	<15cm	30cm	50cm

Soit une épaisseur d'enrobé de 20cm, l'épaisseurtotale de la couche d'enrobé sera de e=20cm ;

Cet enrobé repose sur un corps granulaire dont l'épaisseur est telle que l'épaisseur totale de l'ancienne chaussée soit systématiquement égale à H=50cm.

Les modules de chaque couche et du sol support sont calculés en adoptant des hypothèses simplificatrices suivantes :

- Module de rigidité du béton bitumineux de la couche de roulement : 2000 MPa ;
- Le rapport du module de l'ancienne chaussée/module sol : 4
- le module de rigidité ducorps granulaire est pris égal à 4 fois le module du sol support
- Toutes les couches sont considérées comme collées entre elles.
- Le coefficient de Poisson (υ) de tous les matériaux est pris égal à 0,35

De ce fait la modélisation de la structure à renforcer retenue est la suivante :

Tableau 2.14. Modélisation retenue de la structure à renforcer

Classe de portance	Nature de la couche	Epaisseur (cm)	Modules de rigidité (Mpa)	Coefficient de Poisson (υ)
C6 avec une déflexion caractéristique de 300/100mm	Enrobé bitumineux	20	2000	0,35
	GNT	30	40	0,35
	Sol support	infini	10	0.35

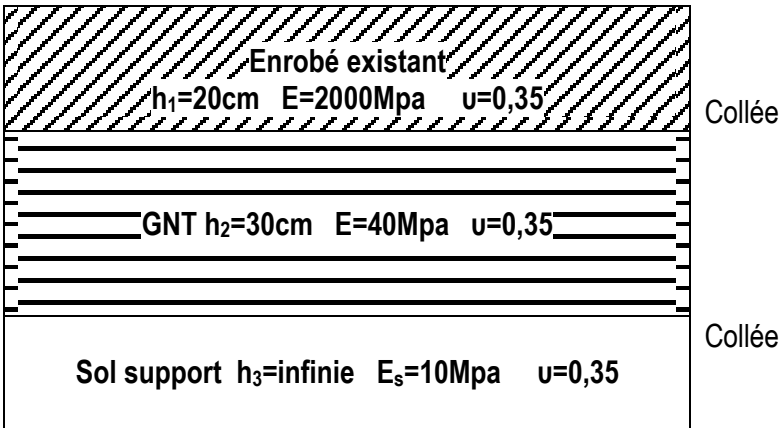


Figure 2.21.Schéma de la structure à renforcer

La modélisation par le logiciel ALIZE-LCPC a donné les résultats suivants:

- ✓ Pour $\varepsilon_t$horizontale (x 10^{-6})= 495 MPa
- ✓ Pour $\varepsilon_z$verticale (x 10^{-6})= 1760 MPa
- ✓ Déflexion maximale = 271,33 mm/100 (entre-jumelage)
- ✓ Rayon de courbure = 150,3 m (entre-jumelage)
- ✓ Rxd = 41063,46 m x mm/100

Le tableau de calcul sous Alizé-Lcpc- Dimensionnement des structures de chaussées selon la méthode rationnelle Lcpc-Sétra est présenté à l'annexe n°03.

Pour une déflexion caractéristique de 300/100ème :

- 20cm enrobé existant E = 2000Mpa
- 30cm Grave non traitée E = 40 Mpa
- Plateforme support E = 10 Mpa

1.4.5. Modélisation de la structure de renforcement

La nouvelle couche de roulement sera en béton bitumineux, ces caractéristiques sont présentées dans le tableau 2.15.

Tableau 2.15.Caractéristiques de la nouvelle couche de roulement

A. Caractéristiques mécaniques du matériau :	
Matériau :	Béton bitumineux
Module complexe (10C°, 10Hz) (en Mpa)	7200
Module complexe (20C°, 10Hz) (en Mpa) *(*). Température de dimensionnement selon la zone climatique II (module du BB à 20° donné par le guide d'auscultation des chaussées souples LCTP France)*	6000 (*)
ε_6 (10^{-6})	100
-1/b	5
S_N	0,25
S_h (cm)pour une couche d'enrobé ≤10cm	1
υ	0,35
K_c	1,1
C , ($Log\varepsilon = Log\varepsilon_0 - c\,\Delta h$)	0,02
$\delta = (S_N^2 + C^2*(1/b^2)*S_h^2)^{0,5}$	0,27
b. Données du trafic :	
TJMA (Véh/J/Sens	10270
Pourcentage PL (%)	20
Tpl : Trafic PL/J/Snes	2054
Classe du trafic de calcul (Ti) de l'année de mis en service :	T4
Tcp (CU>5t) :*Pour une durée de vie de 10ans*	$9,43.10^6$
A :	0,80
Trafic équivalent NE=TplxA (pour une durée de vie de 10ans)	$7,54.10^6$
Taux d'accroissement géométrique :	5%

Les structures de renforcement sont modélisées suivant le modèle schématisé dans la figure 2.22.

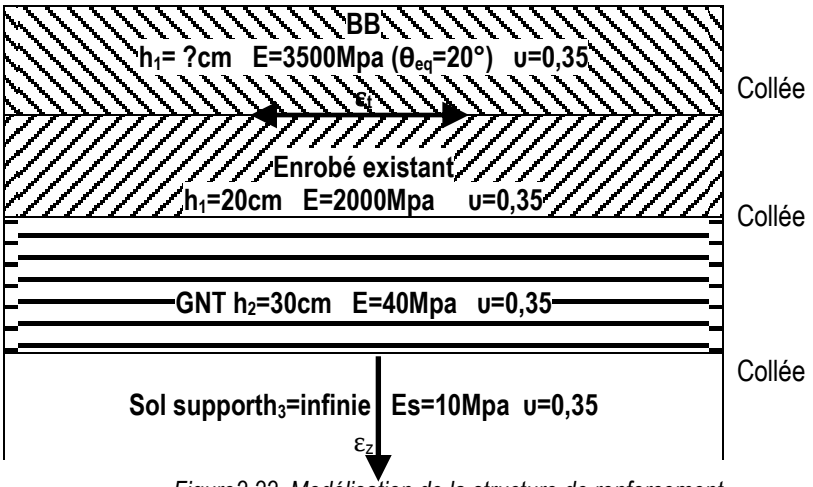


Figure2.22. Modélisation de la structure de renforcement

Afin de déterminer l'épaisseur de la couche de renforcement en béton bitumineux, on vérifie les conditions suivantes:

- La déformation tangentielle à la base de la nouvelle couche du BB doit être inférieure à la déformation admissible $\varepsilon_t < \varepsilon_{t,adm}$. Ce critère n'est pas dimensionnant.
- La déformation verticale au niveau du sol support doit être inferieure à la déformation admissible $\varepsilon_Z < \varepsilon_{Z,adm}$.

1.4.6. Données de calcul

Le tableau suivant récapitule les données de base utilisées pour le dimensionnement de la structure de renforcement :

Tableau 2.16. Données de base de calcul pour le dimensionnement de la structure de renforcement

Matériau :	Béton bitumineux
Module complexe (10C°, 10Hz)(en Mpa)	7200
Module complexe (20C°, 10Hz)(en Mpa)	6000
ε_6 (10^{-6})	100
-1/b	5
S_N	0,25
S_h (cm)	1
υ	0,35
K_c	1,1
C	0,02
δ	0,27

1.4.7. Calcul des limites admissibles

On s'intéressera à la déformation admissible $\varepsilon_{t,adm}$due a la traction dans les fibres inferieures de la nouvelle couche de roulement du béton bitumineux, par contre pour le sol support, ce qui est important c'est de limiter le tassement et par conséquent la déformation, donc on calculera $\varepsilon_{z,ad}$.

Les déformations admissibles sont calculées pour des durées de vie allantde 01 à 10 ans afin de retenir une structure optimale en termes d'exploitation et d'auscultation après sa mise en service.

Le tableau 2.17. récapitule les données de calcul des déformations admissibles $\varepsilon_{t,adm}$et ε_{zadm}.et le tableau 2.18.résume les résultats des calculs des déformations admissibles en fonction des durées de vie.

Tableau 2.17. Récapitulatif des déformations admissibles $\varepsilon_{t,adm}$et ε_{zadm}

TJMA=	10270	
% PL=	20%	
MJA=	2054	
Classe $T_{i:}$	TPL6	
CAM :	0,80	
C=	0,02	
U=	-2,054	
avec taux de risque : %	2	
Coefficient de risque $K_r=10^{-u.b.\delta}$	0,78	
Plate forme	PF2	
K_S : Défaut de portance de Pf_i	1	Entretien quelque soit le sol support
Facteur de cumul $C=((1+r)^d-1)/r$	Calculé dans le tableau par durée de vie de 01 an à 10 ans	
Trafic cumulé N=365.MJA.C		
Trafic équivalent : NE=CAM*N		
$\varepsilon=(NE/10^6)^b x(E_{10}/E_{15})^{0,5} x\varepsilon_6$		
$\varepsilon_{t,adm}=\varepsilon.K_r.K_c.K_s$		
$\varepsilon_{z,adm}= 22*10^{-3} * NE^{-0,235}$[26]		

Tableau 2.18. Calcul des déformations admissibles en fonction de la durée de vie

d= ans	Facteur de cumul C	Trafic cumulé N=(x10⁶ PL)	NE(x10⁶ Pl)	$\varepsilon_6=(x10^{-6})$	$\varepsilon_{t,adm}$**(x10⁻⁶)**	$\varepsilon_{z,adm}$ **(x10⁻⁶)**
1	1,00	0,75	**0,60**	121,33	**103,5**	**965**
2	2,05	1,54	**1,23**	105,10	**89,6**	**815**
3	3,15	2,36	**1,89**	96,45	**82,2**	**737**
4	4,31	3,23	**2,59**	90,56	**77,2**	**684**
5	5,53	4,14	**3,31**	86,22	**73,5**	**646**
6	6,80	5,10	**4,08**	82,69	**70,5**	**615**
7	8,14	6,10	**4,88**	79,78	**68,0**	**590**
8	9,55	7,16	**5,73**	77,26	**65,9**	**568**
9	11,03	8,27	**6,61**	75,08	**64,0**	**549**
10	12,58	9,43	**7,54**	73,13	**62,4**	**532**

- Déformation verticale admissible de la plateforme support ε_{zadm} :

  $\varepsilon_{zadm} = 22.10^{-3} \times NE^{-0.235}$**= 965µdef**(pour une durée de vie prévisionnelle d' 1an)

- Allongement horizontal admissible ε_{tadm} sous la nouvelle couche d'enrobé :

  La déformation admissible tangentielle est donnée par la relation suivante :

  $\varepsilon_{t,adm}=\varepsilon_6(10°c,25Hz)*(NE/10^6)^b x(E_{10°c}/E_{(\theta eq)})^{0,5}.Kr.Kc.Ks$

  ε_{tadm}**= 103,5µdef**(pour une durée de vie prévisionnelle d'un an)

- Déformation verticale admissible de la plateforme support ε_{zadm}renforcée pargéogrille à base de fibres de verre :

Un gain de 20% sur la déformation verticale admissible peut être pris en compte dans les sections renforcées par grille à base de fibres de verre.

ε_{zadm} = **965*1,20µdef=1158 udef**(pour une durée de vie prévisionnelle d'un01 an) ;

ε_{zadm} = **815*1,20µdef=978 udef**(pour une durée de vie prévisionnelle de deux 02 ans).

En conclusion,une structure de revêtement en BB de 06cm donnera, suite au calcul de modélisation par le logiciel ALIZE-LCPC, les résultats suivants (Le tableau de calcul sous Alizé-Lcpc-Dimensionnement des structures de chaussées selon la méthode rationnelle Lcpc-Sétra est donné dans l'annexe n°04):

- ✓ Pour $\varepsilon_t$horizontale (x 10^{-6})= 26,3 udef
- ✓ Pour $\varepsilon_z$verticale (x 10^{-6})= 963 udef
- ✓ Déflexion maximale = 195,84 mm/100 (entre-jumelage)
- ✓ Rayon de courbure = 277,96 m (entre-jumelage)
- ✓ Rxd = 54435,33m x mm/100

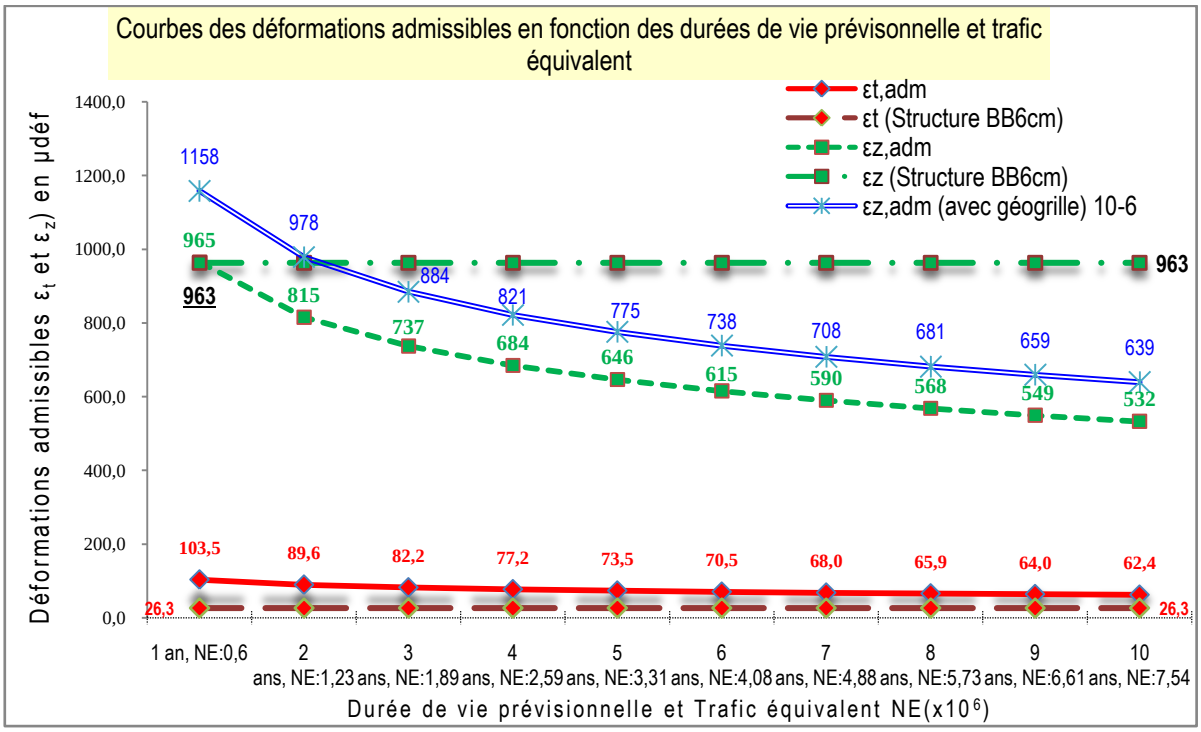


Figure 2.23. Courbes de déformations admissibles en fonction de la durée de vie et du trafic cumulé prévisionnel :

Constatations :Les courbes d'ε_{zadm}etd'$\varepsilon_{zadm(Structure\ BB6cm)}$se croisent à presque un (01) an,ce qui signifie que cette structure sans renforcement supporte uniquement une durée de vie prévisionnelle d'un an et au-delà d'un an, la condition des déformassions admissibles ne sera pas vérifiée, par contre la deuxième courbe d'ε_{zadm} (avec renforcement) se croise avec ε_{zadm}à presque deux (02) ans,ce qui signifie que cette structure avec renforcement supporte une duré de vie prévisionnelle de deux ans et un nombre de cycle équivalent plus élevé ;

- *En augmentant la durée de vie ou le nombre de cycles équivalents les deux courbes s'éloignent des déformations admissibles et les risques d'apparition de dégradations s'aggravent.*

La section choisie d'un linéaire de 150m a été divisée en 03 sections revêtues avec une couche d'enrobé de 06cm, dont deux parties renforcées par une géogrille à base de fibre de verre de 50 et de 100 KN/m de résistance mécanique à la rupture.

Tableau 2.19. Résultats des calculs déformations admissibles

Classe de portance	Epaisseur de la couche de béton bitumineux	ε_t (µdef)	$\varepsilon_{t,adm}$ (µdef)	ε_z (µdef)	$\varepsilon_{z,adm}$ (µdef)	Durée de vie (ans)
C6	06cm	**26,3**	**103,5**	**963**	**965**	**01**
	06cm BB+Géogrille				**1158**	**02**

1.5. Comparaison des structures modélisées pour une durée de vie de 02 ans

Les résultats de la modélisation des différentes structures ont donné les résultats suivants (tableau 2.20) pour 12 structures autres que les structures des planches d'essais (BB6cm et BB6cm+Géogrille à base de fibre de verre) ;

Tableau 2.20. Comparaison des résultats de modélisation des différentes structures à 02 ans (déformations admissibles et coûts de réalisation) avec celles des planches expérimentales renforcées par géogrille.

Structure	épaisseur nouveau enrobé (cm)	E1(BB) (Mpa) à 20°	E2(GB) (Mpa à 20°	Coeff de Poisson υ (Mpa)	$\varepsilon_{t,adm}$ (d=2ans) (10^{-6})=	$\varepsilon_{t(10^{-6})}$	$\varepsilon_{z,adm}$ (10^{-6})=	$\varepsilon_{z(10^{-6})}$	Coût DA/m² de la couche d'enrobé ajoutée	Observations
BB6cm+GG	**6**	6000		0,35	**89,6**	26,3	**978**	963	**1 146,00**	Planche de test à02 ans
BB6cm	**6**	6000		0,35	**89,6**	26,3	**815**	963	846,00	Planche de test
BB7cm	**7**	6000		0,35	**89,6**	38,2	**815**	902	987,00	
BB8cm	**8**	6000		0,35	**89,6**	46,0	**815**	848	1 128,00	
BB9cm	**9**	6000		0,35	**89,6**	50,9	**815**	**798**	1 269,00	
BB10cm	**10**	6000		0,35	**89,6**	54,6	**815**	753	1 410,00	
BB5cm+GB8cm	**13**	6000	8000	0,35	**85,9**	63,6	**815**	**628**	1 511,40	
BB6cm+GB8cm	**14**	6000	8000	0,35	**84,4**	69,4	**815**	563	1 652,40	
BB5cm+GB10cm	**15**	6000	8000	0,35	**82,7**	64,0	**815**	563	1 713,00	
BB6cm+GB10cm	**16**	6000	8000	0,35	**82,7**	63,2	**815**	536	1 854,00	
BBME5cm	**5**	9000		0,35	**89,6**	26,7	**815**	960	881,25	
BBME6cm	**6**	9000		0,35	**89,6**	40,2	**815**	896	1 057,50	
BBME7cm	**7**	9000		0,35	**89,6**	48,2	**815**	839	1 233,75	
BBME8cm	**8**	9000		0,35	**89,6**	53,3	**815**	**788**	1 410,00	
BBME9cm	**9**	9000		0,35	**89,6**	59,4	**815**	741	1 586,25	

Avec :

BB : Couche de revêtement en béton bitumineux ;
BB6cm+GG: Couche de revêtement en béton bitumineux avec géogrille à base de fibres de verre
GB : Couche d'enrobé en grave bitume ;
BBME : Couche de revêtement en béton bitumineux à module élevé;

NB : *Les prix au mètre carré d'enrobé ont été pris des 03 dernières années, source DTP Médéa.*

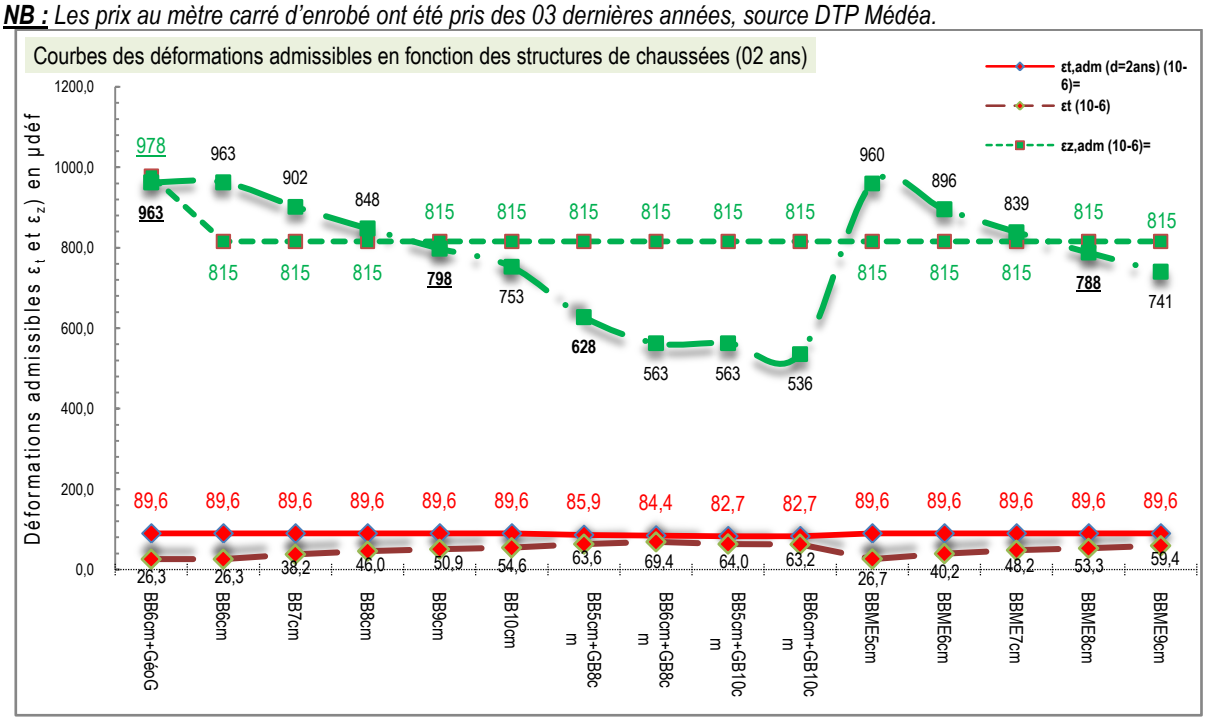


Figure 2.24. Modélisation avec différentes structures de chaussée (Durée de vie: 02ans)

Commentaires: La courbe des déformations verticales admissibles ε_{zadm}varie selon les structures des renforcements étudiés. La partie inférieure de la courbe des déformations représente les structures retenues pour une comparaison avec la structure de référence, car elles vérifient la condition des déformations verticales admissibles.

- *Les valeurs les plus proches de la courbe des déformations admissibles sont soulignées en gras sur la figure et peuvent être étudiées économiquement; les autres structures en dessous vérifient largement la condition des déformations limites.*

1.6. CONCLUSIONS

De cette partie nous pouvons retenir les points suivants:

- La structure d'un béton bitumineux de 06 cm sans renforcement (BB06cm) supporte uniquement une durée de vie prévisionnelle d'un an, par contre la deuxième structure avec renforcement en géogrille (BB6cm+GG) supporte une durée de vie prévisionnelle de deux ans et un nombre de cycle équivalent plus élevé ;
- Les structures calculées pour une durée de vie de référence de deux (02) ans remplissant les conditions des déformations admissibles sont en nombre de trois:
  - ✓ Couche d'enrobé en béton bitumineux de 9cm (BB9cm);
  - ✓ Deux couches d'enrobé : une couche en grave bitume de 8cm surmontée par une couche de revêtement en béton bitumineux de 5cm d'épaisseur (GB8+BB5cm);
  - ✓ Couche d'enrobé en béton bitumineux à module élevé de 9cm d'épaisseur

  Ces trois structures sont approximativement les structures équivalentes à la structure test en béton bitumineux de 6cm renforcée pargéogrille en fibres de verre ;
- L'analyse des coûts de réalisation des différentes structures au mètre carré de la couche d'enrobé montre que la structure proposée, BB6cm+GG, est avantageuse de 11%, 32% et 23% respectivement par rapport aux structures citées ci-dessus, soit un gain de 23% par rapport à la moyenne des coûts de ces structures ;
- Un gain en épaisseur de 03cm dans la couche de roulement se traduit par un gain en matériaux, agrégats + de bitume, de 33%;
- Un gain dans le temps de réalisation ;
- Un gain dans les procédés de mise en œuvre.
- La grille doit être collée par un minimum de 0,5 à 0,8 kg/m2 de bitume résiduel. Pour assurer une bonne planéité et un bon collage.
- L'utilisation de la grille de renforcement permet de limiter la transformation des déformations verticales en déformations permanentes.

2. Les matériaux de l'étude

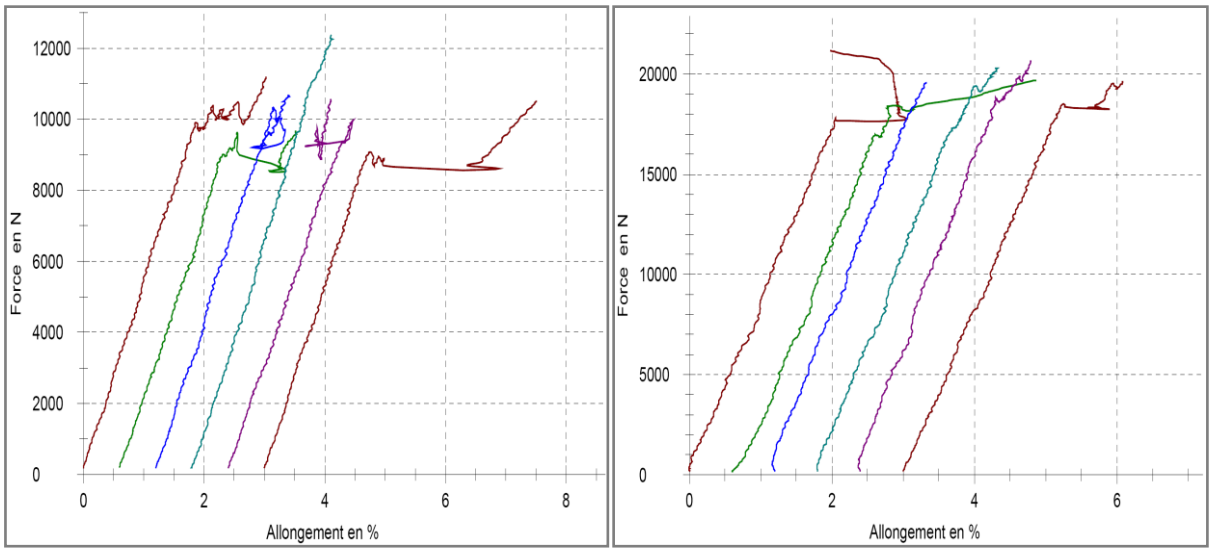
2.1. Les géogrilles à base de fibres de verre

Les essais sur géogrilles ont été réalisésen collaboration avec 6Dsolutions dans le laboratoire de CHOMARATFrance.

Les résultats des essais pour ladétermination de la force maximale et de l'allongement à la rupture selon le mode opératoire n°302/63(Norme ISO 10319) sont présentés dans le tableau 2.21.

Tableau 2.21. Résultats de l'essai de traction de la géogrilleforce maximale et allongement à la rupture

série #1 (Nr de bande)	Géogrille de 50KN CIDEX 50S1				Géogrille de 100KN CIDEX 100SB			
	Force maxi (N)	ε-F max (%)	Force-Fe1 (N)	Force-Fe2 (N)	Force maxi (N)	ε-F max (%)	Force-Fe1 (N)	Force-Fe2 (N)
1	11177	3,02	5567	9794	21160	1,99	8713	17231
2	9661	2,92	5182	8979	19688	4,26	7439	16929
3	10664	2,19	5567	9940	19576	2,12	9554	18801
4	12357	2,31	5310	11069	20305	2,5	9285	17679
5	10558	1,7	5052	9689	20648	2,39	10267	18730
6	10503	4,51	5306	8688	19612	3,07	8217	16555
x: moy	10820	2,78	5331	9693	20165	2,72	8912	17654
s (Ecart type)	897	0,98	206	835	652	0,84	1008	937
v (Coefficient de variation)	8,29	35,33	3,87	8,61	3,23	30,93	11,31	5,31



a. Courbes de rupture CIDEX 50S1 (50KN) *b. Courbes de rupture CIDEX 100SB(100KN)*

Figure 2.25. Courbes de rupture issues de l'essai de traction de la géogrille à base fibres de verre

Les valeurs données sont des moyennes sur un nombre d'essais de six (06) bandes.

La résistance en traction et la déformation à la rupture est calculée à partir de celles des cordons de fibres de verre, tenant compte du nombre de cordons par unité de longueur respectivement en long et en travers. Les échantillons sont testés sur une largeur de 200 mm.

Les performances indiquées dans les caractéristiques techniques demandées sont acceptables jusqu'à -5% de la valeur demandée. Ainsi :

- La grille Cidex 50 S1 est acceptable jusqu'à 47,5 KN/m, soit 9500 N/200mm;
- La grille Cidex 100 SB est acceptable jusqu'à 95 KN/m, soit 19000 N/200mm;

Les géogrilles ont été livrées en rouleaux de 50mètres et mises en place sur chantier par déroulement des rouleaux sur couche d'accrochage. Les grilles sont réparties et appliquées de façon homogène sur l'ancienne chaussée avant le recouvrement par la couche de roulement.



Figure 2.26. Mise en place de la géogrille à base de fibres de verre

2.2. L'enrobé bitumineux

2.2.1. Granulats

Les agrégats proviennent de la carrière d'El-HakimiaDjouab au Sud Est de la wilaya de Médéa, les résultats des essais de contrôle de la qualité sont regroupés dans le tableau associé à la figure 2.27représentant les courbes granulométriques des fractions granulaires.

Tamis (mm)	Tamisat(%)		
	Sable 0/3	Gravier 3/8	Gravier 8/15
20	100	100	100
16	100	100	98
14	100	100	89
12,5	100	100	73
10	100	100	32
8	100	99	13
6,3	100	85	4
5	100	48	2
4	99	27	0
3,15	96	17	0
2	80	9	0
1	54	5	0
0,63	41	4	0
0,315	27	0	0
0,25	23	0	0
0,16	20	0	0
0,08	17	0	0

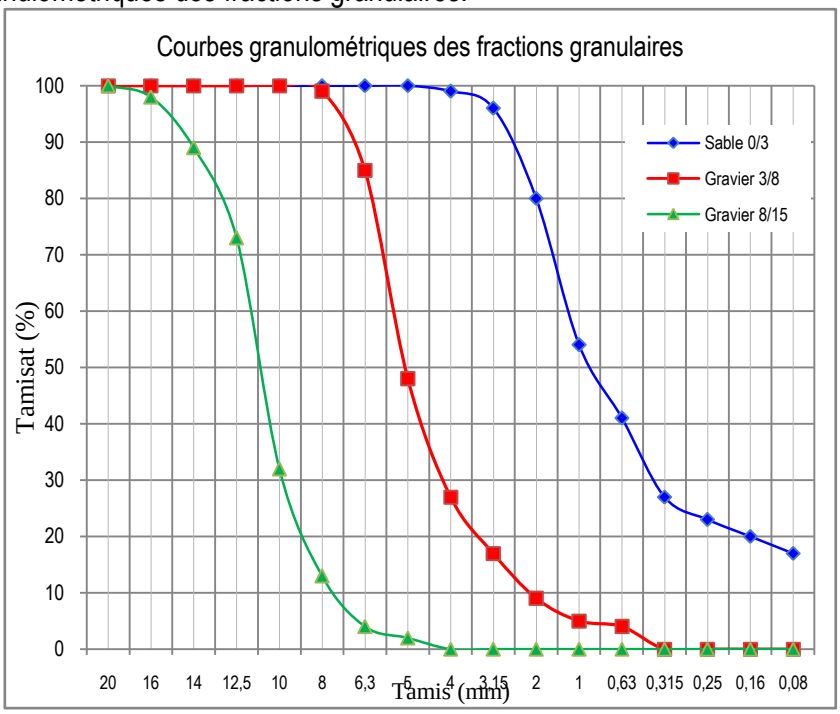


Figure 2.27. Courbes granulométriques des fractions granulaires

De l'analyse granulométrique, trois classes de granulats peuvent être distinguées :

- Granulats 8/15 : de classe granulaire réelle 8/15;
- Granulats 3/8 : de classe granulaire réelle 3/8;
- Sable 0/3 : de classe granulaire réelle 0/3;

Tableau 2.22. Caractéristiques des agrégats utilisés dans le mélange hydrocarboné obtenues suite aux essais de contrôle d'identification réalisés sur agrégats avant commencement des travaux

Fraction(Date prélèvement :11/08/2009)	**0/3**	**3/8**	**8/15**	**Spécifications**	**norme**	
Propreté superficielle (%)	/	1,20	0,80	≤2		acceptables
Equivalent de sable à 10% de fines	70	/	/	≥60		acceptables
Coefficient d'aplatissement (%)	/	19	15	≤25		acceptables
Essai los Angeles : Coefficient Los Angeles (%)		20,5	18	≤25	NF EN 1097-2	acceptables
La résistance à l'usure en présence d'eau MDE(%)		19	17,5	≤20	NF EN 1097-1	acceptables

Les granulats de la carrière Djouab présentent des caractéristiques intrinsèques qui les classent dans la catégorie C, selon a norme XPP 18-545 et des caractéristiques de fabrication qui les classent dans la catégorie III.Les caractéristiques de fabrication du sable, le classent dans la catégorie A.

De ce fait, les granulats analysés ont été utilisés pour la confection d'un béton bitumineux 0/14.

2.2.2. Bitume

Le bitume utilisé estde la classe 40/50, Les résultats d'identification sont regroupés dans le tableau 2.23.

Tableau 2.23. Caractéristiques d'identification du bitume utilisé prélevé à la centrale d'enrobé

Caractéristiques d'identification	Résultats	Spécifications	Référence normatives
Pénétrabilité à l'aiguille en 1/10mm à 25°C	43	40 à 50	NFT 66-004
Point de ramollissement en °C (TBA)	51	47 à 60	NFT 66-008
Densité relative à 25°C	1,032	1,00 à 1,10	NFT 66-007
Prélèvement :	15/08/2009		
Température affichée et relevée de stockage °C :	150°		

2.2.3. Formulation d'enrobé retenue

La formulation du béton bitumineux 0/14 retenue est décrit ci dessous.

Tableau 2.24. Les essais physiques et mécaniques réalisés ainsi que les résultats obtenus par rapport à la formulation d'enrobé

	Formulation				Résultats obtenus				Spécifications	norme
Essais	Bitume	Sable 0/3	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Bitume	Sable 0/3	Gravier 3/8	Gravier 8/15		
Coefficient LA (%)		-	23,0	20,0		-	22,16	17,96	≤25	NF P18-573 (NF EN 1097-2)
Coefficient d'usure MDE humide (%)		-	20,0	17,0		-	19	17,0	≤20	NF P18-572 (NF EN 1097-1)
Masse volumique réelle (g/cm^3)		2,65	2,69	2,65		2,63	2,64	2,66		(NF EN 1097-6)
Analyse granulométrique										NF P18-560 (NF EN 933-1)
Propreté superficielle des granulats (%)		-	2,94	1,67		/	2,00	0,61	≤2	NF P18-591
Es à 10% de fines		62	-	-		64	/	/	≥60	NF P18-597 (NF EN 933-8)
Essai d'aplatissement CA(%)		-	16,0	9,0		/	19,0	14,0	≤25 (≤30 fraction 3/8)	NF P18-561 (NF EN 933-3)
Pénétrabilité à l'aiguille en 1/10mm à 25°C	36				39				40 à 50 (35-50)	NFT 66-004 (EN 1426)
Point de ramollissement en °C (TBA)	52				51				47 à 60 (50-58)	NFT 66-008 (EN 1427)
Densité relative à 25°C	1,03				1,01				1,00 à 1,10 (1,0 à 1,05)	NFT 66-007 (EN ISO 2592)

Les matériaux ont présenté des caractéristiques physiques et mécaniques acceptables dans l'ensemble vis-à-vis de l'exigence de la formulation d'enrobé.

- Les fractions granulaires du mélange de la formulation d'enrobé sont les suivantes:
  - Granulat classe 8/15 Pourcentage pondéral : 40%
  - Granulat classe 3/8 Pourcentage pondéral : 15%
  - Granulat classe 0/3 Pourcentage pondéral : 45%
- Le bitume est de la classe 40/50 d'un dosage de 5,97%

Le mélange granulaire obtenu s'insère dans le fuseau de référence SETRA-LCPC semi-grenu 0/14.

Tableau 2.25. Résultats des essais de performances mécaniques réalisés (Marshall et Duriez) au mélange

Caractéristiques	Résultats	Formulation	Référence normatives
Teneur en liant (%)	5,92	5,97	
Masse volumique réelle (g/cm^3)	2,42	2,42	
Compacité (%)	95,04	95,9	Max 97%
Fluage (1/10 mm)	29,0	32,1	<40
Stabilité Marshall en KN	15,00	11,97	≥10,50
Compacité Duriez (%)	93	93	92 à 96%
Résistance à la compression à sec à 18°C (Mpa)	17,81	14	
Rapport résistance immersion / à sec	0,86	0,85	>0,75

L'ensemble des résultats donnés par la vérification effectuée au laboratoire concorde avec ceux de la formulation d'enrobé de béton bitumineux 0/14.

La courbe granulométrique issue du mélange est donnée à la figure 2.28.

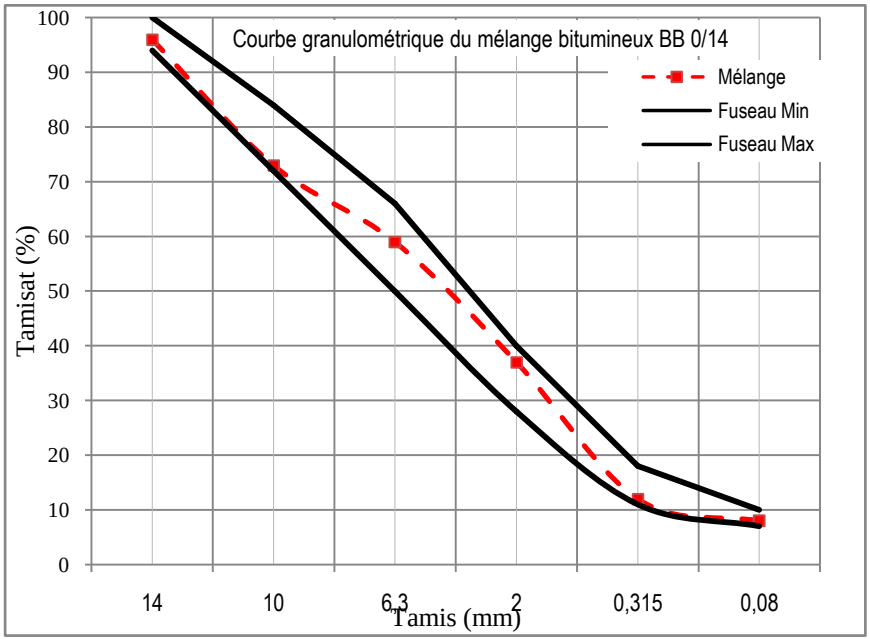


Figure 2.28 Courbe granulométrique issue de la formulation d'enrobé

La courbe granulométrique du mélange issue de la formulation d'enrobé s'insère dans le fuseau spécifique du béton bitumineux semi grenu 0/14 [61].

2.3. La couche d'accrochage

La couche d'accrochage est réalisée avec de l'émulsion cationique de bitume de pénétrabilité 80/100 caractérisée par une rupture rapide et une viscosité faible (2 à 6° Engler) conformément à la norme NFT 65-011.

Les résultats des essais d'identification effectués sur les prélèvements d'émulsion de bitume sont présentés dans le tableau 2.26.

Tableau 2.26. Résultats d'essais réalisés sur couche d'accrochage

Caractéristiques	Résultats	Spécifications	Norme
Détermination du temps d'écoulement des émulsions (s)	9,15-8,75	>6	NF EN 12846
Teneur en eau en %	33,90-34,65	34-36	NF EN 1428

Les résultats obtenus correspondent à une émulsion de 65% de bitume résiduel.

La couche d'accrochage est réalisée sur le support à l'aide d'une épandeuse à lance.

Le matériau utilisé est l'émulsion 65%, d'un dosage de 500kg/m2 pour la sectionsansgéogrille, pour les deux sections avecgéogrille, le dosage est de 300kg/m2 exécuté en deux couches,avant et après la mise en place de lagéogrille.



Figure 2.29. Contrôle du dosage de la couche d'accrochage avant et après la mise en place de la géogrille

3. Conclusions du deuxième chapitre

Les sections expérimentales ont été choisies en se basant sur les critères suivants :

- L'homogénéité des sections expérimentales
- L'état de dégradation des sections qui doit être mauvais ou moyen afin de pouvoir quantifier, réellement, l'apport des renforcementsà court et moyen terme.

Après auscultation de la chaussée, les trois sections expérimentales choisies seront renforcées par une coucheen béton bitumineux de 06 cm d'épaisseur dont une section témoin sans renforcement, lesdeux autres sections seront renforcées par une grille à base de fibres de verre d'une résistance à la traction théorique respectivement de 50 et 100KN(BB6cm+GG).

Les matériaux d'étude qui rentrent dans la réalisation des planches expérimentales sont conformes aux spécifications demandées d'un béton bitumineux semi-grenu 0/14 constitué de trois fractions granulaires.

ChapitreIII. REALISATION ET SUIVI DES PLANCHES EXPERIMENTALES

1. Localisation et caractéristiques des sections expérimentales

Les planches sont réalisées sur la RN01 entre la ville de Seghouane et la ville de KsarElBoukhari à 46km de Médéa et à 129km d'Alger, plus exactement entre lePk 129+000 et le Pk:129+150.La figure 3.1 présente unedescription sommaire des planches expérimentales.

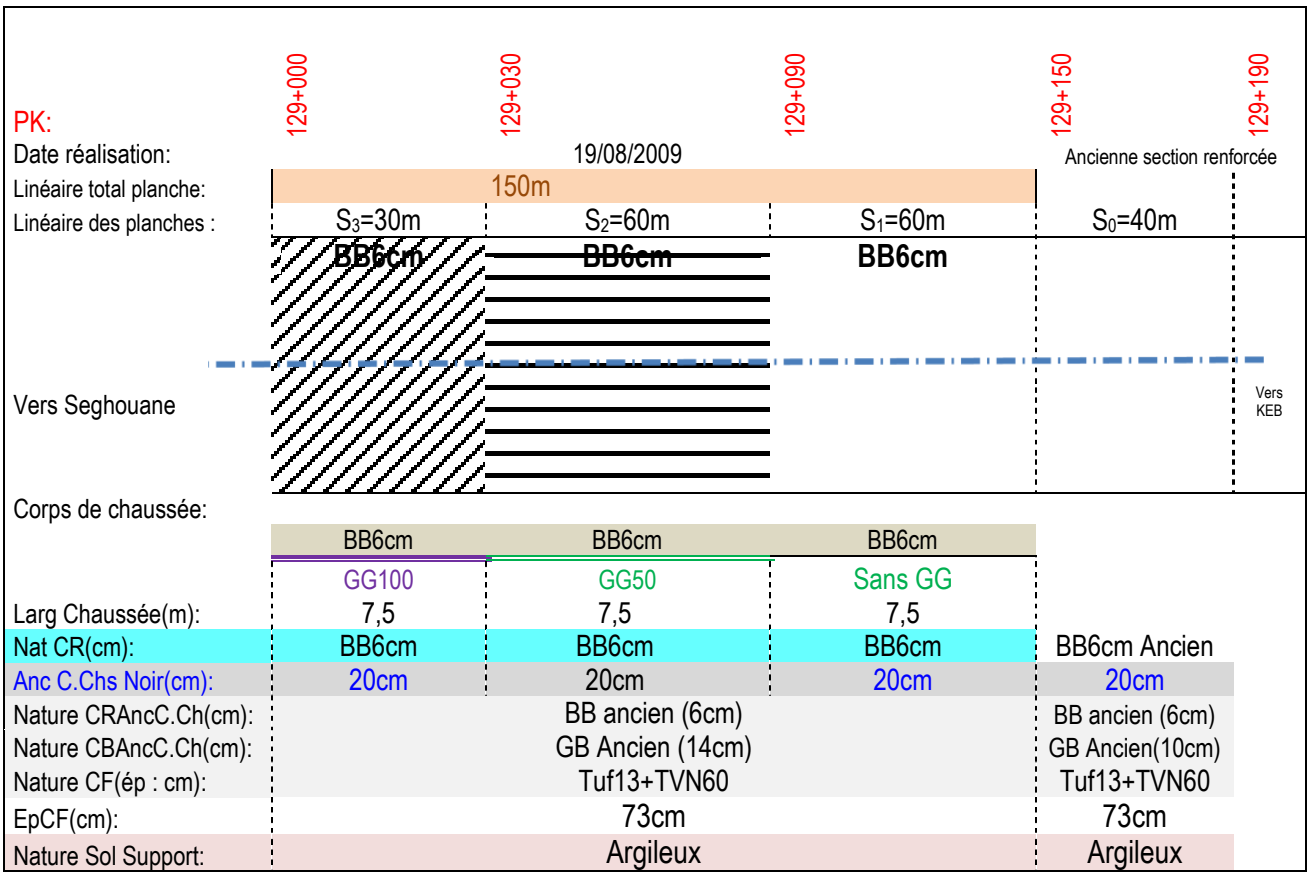


Figure 3.1.Descriptif sommaire des planches expérimentales

Avec :

BB : Béton bitumineux

GG50 : Géogrille à base de fibre de verre de 50KN

GG100 : Géogrille à base de fibre de verre de 100KN

Nat CR (cm) : Nature et épaisseur de la couche de roulement

Anc C.Ch Noir (cm) : Epaisseur en cm de l'ancien corps de chaussée partie noir (enrobé bitumineux)
Nat CR Anc.C.Ch.(cm. : Nature et épaisseur en cm de la couche de roulement de l'ancien corps de chaussée

Nat CB Anc.C.Ch.(cm) : Nature et épaisseur en cm de la couche de base de l'ancien corps de chaussée
Nat CF (cm) : Nature et épaisseur en cm de la couche de fondation

S_0= Ancienne section renforcée prise comme section d'observation
S_1, S_2,etS_3 : Sections expérimentales respectivement BB6cm, BB6cm+GG50 et BB6cm+GG100

2. Réalisation des planches et déroulement des travaux

2.1. Nettoyage du support

Les travaux de nettoyageont consisté à :

- L'enlèvement des débris
- Le soufflage de la chaussée
- Le balayage de la chaussée avant épandage de la couche d'accrochage;

2.2. Epandage de lacouche d'accrochage

La couche d'accrochage est réalisée par épandage d'une émulsion cationique 65%



Figure 3.2. Mise en œuvre de la couche d'accrochage en émulsion cationique

2.3. Mise en place de la géogrilleà base de fibres de verre

La mise en place s'est effectuée en déroulant la géogrille sur la couche d'accrochage tout en respectant les zones de recouvrement.



Figure 3.3. Mise en place de la géogrille

2.4. Réalisation de la couche d'enrobé en béton bitumineux

La mise en œuvre de la couche d'enrobé a été effectuéedans des conditions météorologiques convenables (fin du mois d'août). Cette période de l'année est jugée favorable pour un bon comportement du tapis d'enrobé.

L'enrobé bitumineux est compacté juste après la mise en place de la couche, en commençant par les joints et les bords du revêtement. L'opération de compactage est poursuivie jusqu'à l'obtention d'une compacité prescrite et exigée dans la formulation d'enrobé. Le contrôle du compactage est basé sur:

a. Contrôle du matériel : Vérification du fonctionnement du matériel (pneus et vibration cylindre) et les caractéristiques de l'atelier de compactage (charge minimale par roue, masse du cylindre lisse) ;
b. Modalité de fonctionnement de l'atelier de compactage : vitesse des engins, nombre de passes, plan de marche, l'emplacement de chaque matériel par rapport à l'autre.
c. Prélèvement de carottes à temps sur chaussée réalisée.



Figure 3.4. Mise en ouvre de la couche de revêtement en béton bitumineux

2.5. Contrôle des matériaux

En plus des contrôles effectués avant la réalisation des travaux sur les matériaux de l'étude, un contrôle a été effectué en cours d'exécution et après la réalisation des travaux. Ce contrôle concerne la teneur en liant, les compacités et les courbes granulométriques.



Figure 3.5.Contrôle en cours d'exécution des planches, contrôle de la température de mise en œuvre

2.5.1. Teneur en liant

Les valeurs de la teneur en liant déterminées par extraction à chaud (méthode Kumagawa) sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Teneurs en liant déterminées par extraction à chaud

Date de prélèvement	PK	Bande	Module de richesse (K)	Dosage en liant (%)
19/08/2009	Poste d'enrobage		3,705	5,84
19/08/2009	129+000	Gauche	3,932	5,95
19/08/2009	129+050	Droite	3,882	5,94
19/08/2009	129+100	Gauche	3,704	5,87
19/08/2009	129+100	Droite	3,964	5,87

Les dosages en liant d'une moyenne de 5,91% est conforme au dosage de la formulation d'un béton bitumineux semi-grenu 5,97%.

2.5.2. Analyse granulométrique

Le tableau des mélanges bitumineux est donné dans l'annexe n°06.

Le mélange bitumeux des planches expérimentales estprésenté par les courbes de la figure 3.6.

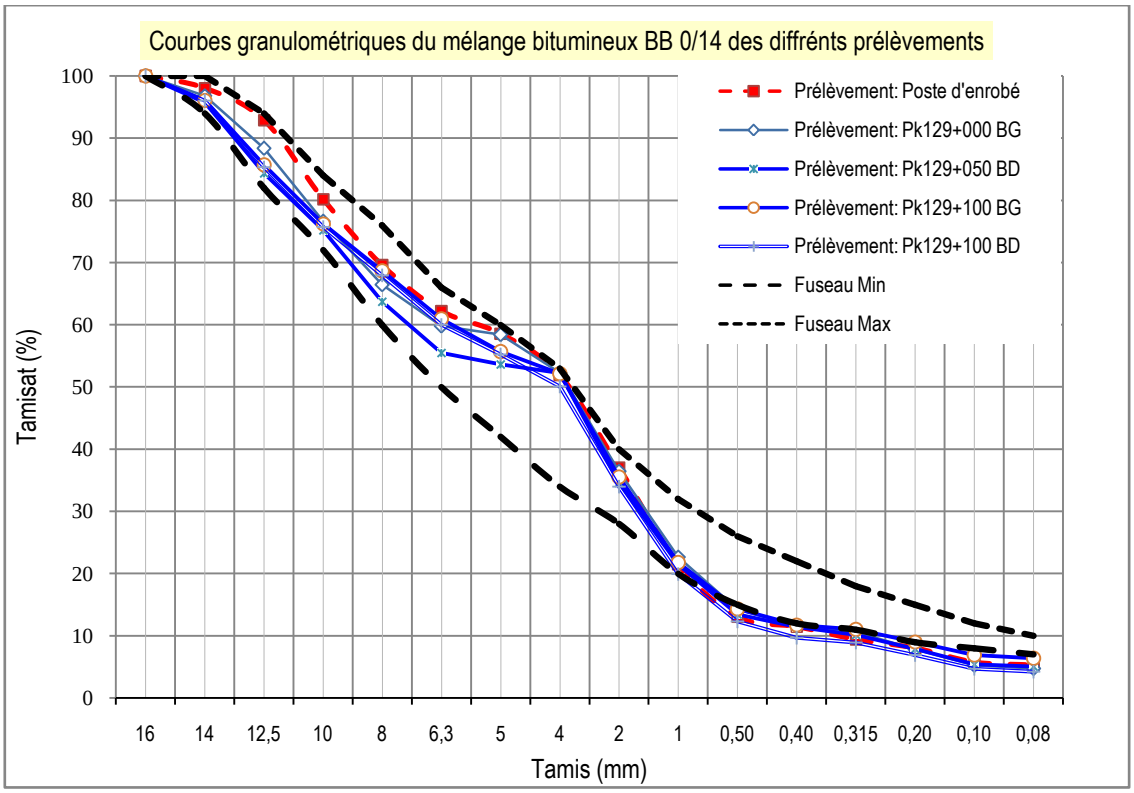


Figure 3.6.Courbes granulométriques du mélange bitumineux BB 0/14 des différents prélèvements

Les matériaux utilisés pour la fabrication de l'enrobé ont donné des courbes de mélange qui s'insèrent dans le fuseau de référence du béton bitumineux semi-grenu (BBSG) 0/14. Un léger manque de filler a été enregistré après analyse du mélange bitumineux.

2.5.3. Densités et compacitésissues des carottes

Les caractéristiques physiques des carottes prélevées sont présentées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2. Caractéristiques physiques des carottes prélevées

Date de prélèvement	PK	Epaisseur	Densité apparente	Densité vraie	Compacité %	Spécifications
07/09/2009	129+000	6cm	2,25	2,42	92,98	92% à 96%
07/09/2009	129+100	6cm	2,21	2,40	92,08	92% à 96%

Les carottes prélevées le début septembre 2009 juste après la réalisation desplanches, ont donné des densités variant de 2,40 à 2,42 et des compacités de 92,08% à 92,98%. Ces valeurs sont conformes aux spécifications d'un revêtement en BB semi-grenu 0/14.

3. Suivi visuel de l'évolution de l'état de la chaussée

Un relevé visuel de l'état de la nouvelle chaussée est réalisé en prenant des photos chaque 10 mètres. Ces photos sont prises à l'axe et aux rives gauche et droite de la chaussée (voir annexe 07).

Quatre séries de prise de photos des planches sont effectuées à des périodes différentes : 01 mois, 06 mois, 11 mois et 20 mois après réalisation des planches. La 1ère prise de photos est en date du 25/09/2009.

3.1. Relevé visuel de l'état de la chaussée 01 mois après réalisation



a. *b.* *c.*

Figure 3.7. Aspect visuel de la surface de la chaussée 01 mois après réalisation, a. Section S_1, b. SectionS_2, c.Section S_3

Les trois sections ne présentent aucun signe de dégradationsuperficelle.

3.2. Relevé visuel de l'état de la chaussée 06 mois après réalisation

La 2ème prise de photos est en date du 23/03/2010 (06 mois après réalisation des travaux).



a. *b.* *c.*

Figure 3.8. Aspect visuel de la surface de la chaussée 06 mois après réalisation, a. Section S_1, b. SectionS_2, c.Section S_3

Les trois sections ne présentent aucun signe de dégradation. On note un changement de couleur de la surface de l'enrobé dû aux effets climatiques et à l'intensité du trafic.

3.3. Relevé visuel de l'état de la chaussée 11 mois après réalisation

La 3ème prise de photos est en date du 21/07/2010 (11 mois après réalisation des travaux).



a. *b.* *c.*

Figure 3.9. Aspect visuel de la surface de la chaussée 11 mois après réalisation, a.Section S_1, b. SectionS_2,c.Section S_3

L'état de la chaussée est stationnaire et ne présente aucun signe de dégradation.

3.4. Relevé visuel de l'état de la chaussée 20 mois après réalisation

La 4ème prise de photos est en date du 09/05/2011 (20 mois après réalisation des travaux).



a. *b.* *c.*

Figure 3.10. Aspect visuel de la surface de la chaussée 20 mois après réalisation (02 sections), a etb. Section S_0(ornières remarquables à faibles profondeurs), c. SectionS_1,un léger orniérage est apparud'un maximum de 5mm de profondeur



d. *e.* *f.*

Figure 3.10. Aspect visuel de la surface de la chaussée 20 mois après réalisation (S_2),d. aspect général chaussée,e. aucun orniérage n'est enregistré, profondeur d'orniérage nul,f.Aucun orniérage n'est enregistré



g. *h.* *i.*

Figure 3.10. Aspect visuel de la surface de la chaussée 20 mois après réalisation (S_3),g. aucun orniérage n'est enregistré, profondeur d'orniérage nul, h. aspect de la chaussée, i.mosaïque de la chaussée

Après 20 mois de la réalisation des planches expérimentales, la section qui présentele plus de dégradations visibles est la section témoin non revêtue et non renforcée (*figure 3.10.b*), on note la présence remarquable d'orniéres à faibles profondeurs. La deuxième section est celle revêtue mais non renforcée (*figure 3.10.c*),elle présente des signes d'orniérage aux passages des roues d'une profondeur ne dépassant pas 5mm à la date de la mesure.Les planches renforcées n'ont présenté aucun signe apparent de dégradations.

4. Suivi de l'état du collage de la grille-enrobés

4.1. Etat du collage de la grille-enrobé

Le découpage en plaques de la structure de chaussée renforcée effectué a montré un bon collage de l'ancienne chaussée et la nouvelle couche de roulement avec intégration totale de la grille.

Il a été constaté que la géogrille a bien épousé les rainures et les quelques déformations en surface de la chaussée et que l'enrobé ancien et la géogrille sont parfaitement collés (figures 3.11. et 3.12.).

Il a été difficile d'extraire la grille et de séparer les deux couches, la nouvelle etl'ancienne couche d'enrobé,ila fallu l'utilisation de la pelle chargeuse. L'opération a été effectuée le 02/02/2011 après presque une année et demi de la date de réalisation des planches (figures 3.12.). L'examen de la grille extraite a montré que cette dernière est en bon état et que les fibres ne présentent aucun signe de rupture (figure 3.13).

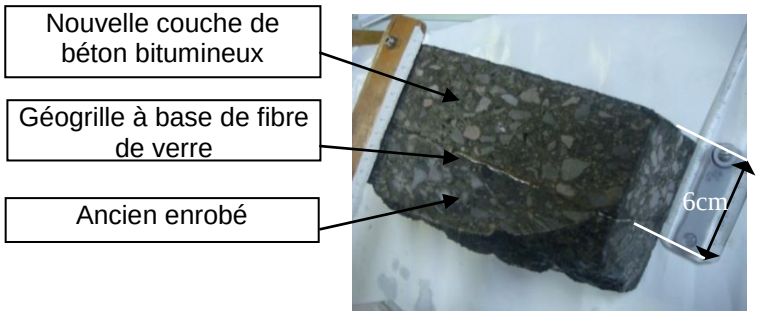


Figure 3.11. Un échantillon extrait de la couche de roulement renforcée

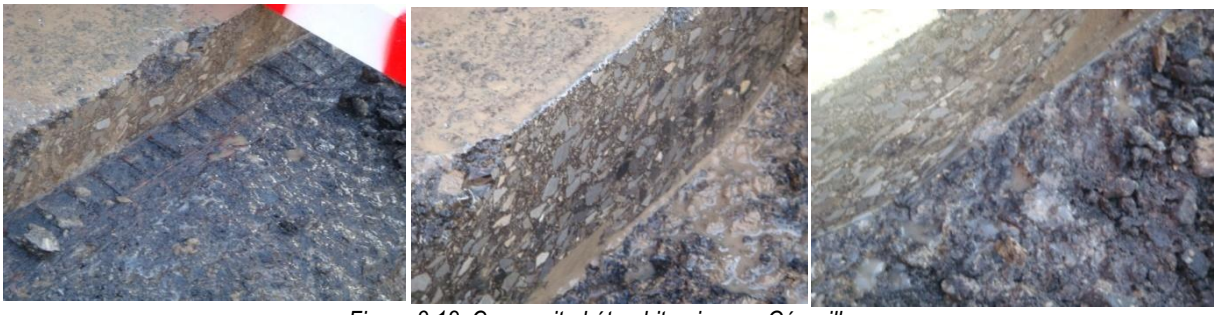


Figure 3.12. Composite béton bitumineux –Géogrille



Figure 3.13.Extraction de la grille et séparation des couches. Il a fallu l'utilisation de la pelle chargeuse

4.2. Relevé des épaisseurs des couches et état du collage

Une campagne de carottage a été réalisée afin de mesurer les épaisseurs de la nouvelle couche d'enrobé et d'évaluer l'état de collage du composite béton bitumineux -géogrille avec l'ancien corps de chaussée.Les échantillonsprélevés ont montré un parfait collage entre la nouvelle couche bitumineuse et la géogrille suite au constat visuel et l'essai d'extraction des deux couches.





Figure 3.14. Echantillon prélevé sous la nouvelle chaussée Figure 3.15. Carotte prélevée: mesure de l'épaisseuren BB6cm non renforcé

4.3. Relevé des épaisseurs à l'aide de l'appareil Géoradar

Un balayage du géoradara été effectué afin de confirmer les épaisseurs enregistrées par la campagne de carottage. Les résultats enregistrés ont été comparés et calés aux résultats mesurés par carottage.

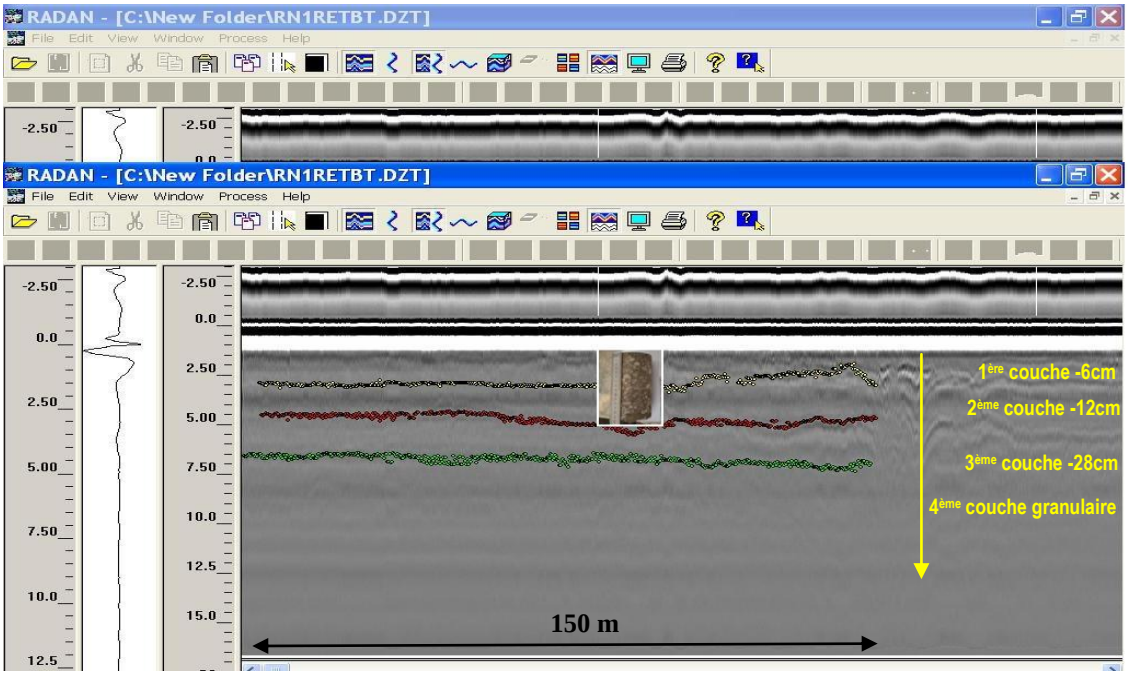


Figure 3.16. Image de traitement géoradar traité par logiciel RADAN

5. Suivi de l'évolution de la portance

5.1. Mesure des déflexions avec ledéflectographeLacroix

Le critère de déflexion nous permet de traduire le comportement de la structure d'une chaussée et d'évaluer sa portance résiduelle. L'évaluation de la portance résiduelle est en fonction du trafic lourd d'une charge utile supérieure à 5 tonnes, circulant sur la voie la plus chargée.

Les mesures de déflexion, au niveau des tronçons, objet de l'étude,sont effectuées sur un linéaire de 150 mètres à l'aide du déflectographe Lacroix.

Les déflexions ont été mesurées tous les quatre (04) mètres à l'aide de la poutre de mesure au déflectographe Lacroix.Elles ont été effectuées en décembre 2009, juste après la fin des travaux, et en octobre 2010 à une température ambiante de 20°C.Les résultats obtenus, sous forme de valeurs numériques,sont présentés en annexe n°08.

La figure 3.17 présente les déflexions mesurées avant et un an après réalisation des planches expérimentales.

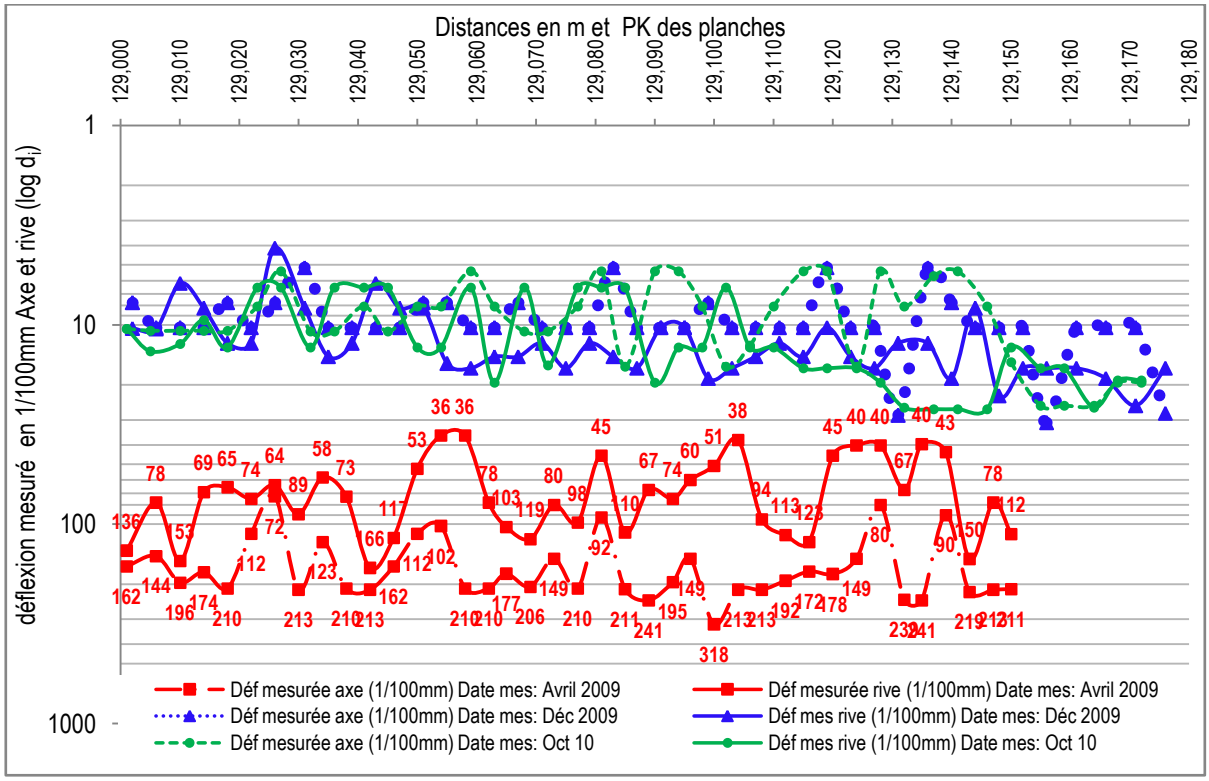


Figure 3.17. Courbes des déflexions mesurées avant et après réalisation des planches expérimentales

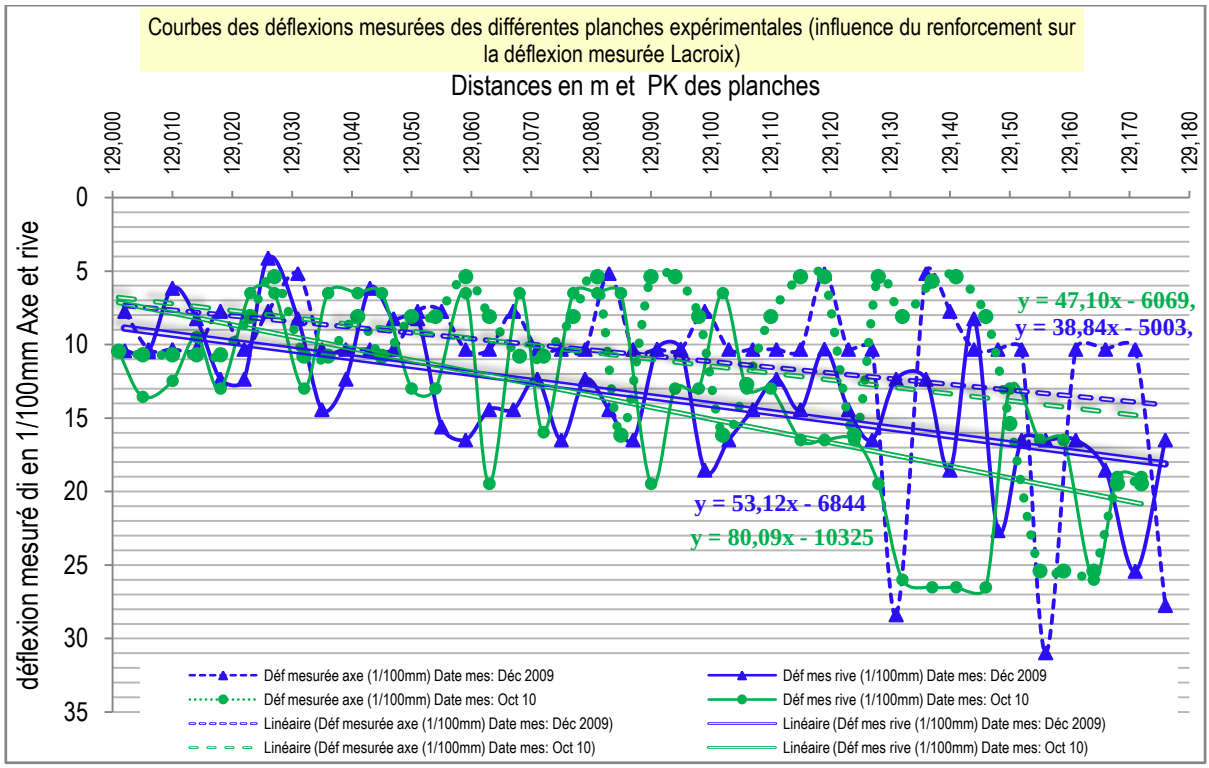


Figure 3.18. Courbes des déflexions des différentes planches expérimentales (influence du renforcement sur la déflexion mesurée Lacroix)

Constatations : les déflexions mesurées après réalisation des planches (décembre 2009 et octobre 2010) sont nettement moins importantes que celles mesurées avant la réalisation des planches (avril 2009),cette différence est dueà l'effet du renforcement réalisé.

Calcul de la déflexion moyenne et caractéristique

Lesvaleurs de la déflexion caractéristique d_c et la moyenne (m) des déflexions maximales mesurées (d_i) sont calculées à partir des expressionsmentionnéesau chapitre I.

Les tableaux des résultats par section expérimentale sont présentés en détail dans les annexes n°08a et 08b (Date des mesures :**décembre 2009 et Octobre 2010**)

Tableau 3.3. Résultats des déflexions moyennes et caractéristiques des sections expérimentales selon les dates de mesures (avant et après réalisation des planches expérimentales)

Déflexions mesurées		Avril 2009 (avant réalisation)				Décembre 2009 (04 mois après réalisation)				octobre 2010 (12 mois après réalisation)			
Sections	Dist part (m)	Axe m	Rive m	Axe d_c	Rive d_c	Axe m	Rive m	Axe d_c	Rive d_c	Axe m	Rive m	Axe d_c	Rive d_c
BB6cm+GG100	30	160,42	90,98	**259,26**	**159,24**	8,71	9,05	**12,55**	**14,89**	10,23	10,91	**12,34**	**16,23**
BB6cm+GG50	60	175,13	82,55	**271,64**	**155,18**	9,46	12,85	**12,64**	**19,42**	8,49	9,72	**12,81**	**18,84**
BB 6cm	60	192,00	73,00	**307,71**	**143,76**	11,77	14,68	**26,24**	**22,02**	8,77	17,25	**17,37**	**30,86**
BB6cm (Ancien rev)	20	14,68	19,23	**32,10**	**27,71**	14,68	19,23	**32,10**	**27,71**	21,75	18,32	**30,26**	**27,02**
Total :	**170**												

Tableau 3.4. Evolution des déflexions caractéristiques des sections expérimentales selon les dates de mesures (avant et après réalisation)

Déflexions mesurées		Différence déflexions avant et après réalisation en 1/100m (décembre 2009-Avril 2009)				Différence déflexions avant et après réalisation en 1/100m(octobre 2010-Avril 2009)				Différence déflexions enregistré avant et après réalisation (moyenne) en 1/100m			
Sections	Dist part (m)	Axe d_c	Rive d_c	Axe d_c	Rive d_c	Axe d_c	Rive d_c	Axe d_c	Rive d_c	Axe m	Rive m	Axe d_c	Rive d_c
BB6cm+GG100	30	**246,7**	**144,4**	**95%**	**91%**	246,9	143,0	**95%**	**90%**	**246,8**	**143,7**	**95%**	**90%**
BB6cm+GG50	60	**259,0**	**135,8**	**95%**	**87%**	258,8	136,3	**95%**	**88%**	**258,9**	**136,0**	**95%**	**88%**
BB 6cm	60	**281,5**	**121,7**	**91%**	**85%**	290,3	112,9	**94%**	**79%**	**285,9**	**117,3**	**93%**	**82%**
BB6cm (Ancien rev)	20	**0,0**	**0,0**	**0%**	**0%**	1,8	0,7	**6%**	**2%**	**0,9**	**0,3**	**3%**	**1%**

Total :	170

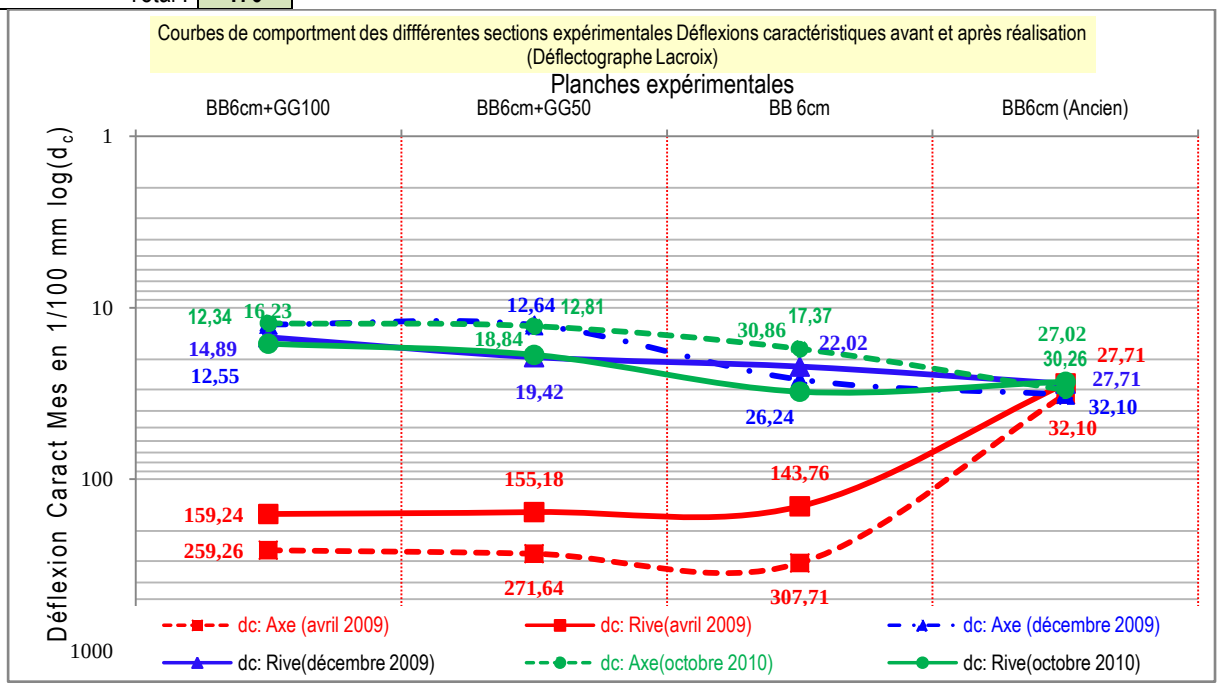


Figure 3.19. Courbes de comportement des différentes sections expérimentales. Déflexions caractéristiques avant et après réalisation (déflectographe Lacroix)

Constatations: Les déflexions caractéristiques (d_c) des différentes planches expérimentales sont très proches. Les planches renforcées présentent des déflexions plus faibles relativement à la planche non renforcée. Pour la section de l'ancien enrobé non revêtu (BB6cm), les déflexions se rejoignent vu que les déflexions avant n'on pas été relaissées.

Au niveau de l'ancienne section BB6cm(ancien), les courbes se rejoignent au environ de 30µm vu que cette section n'a pas été renforcée d'où les déflexions restent proches sans évolution;

5.2. Mesure de la déflexion avec l'appareil HWD

Deux campagnes de mesures ont étéeffectuéesà l'appareil HWD en deux périodes différentes de l'année:

- la première en date du 23/03/2010(en collaboration avec le LCTP Sud), les températures mesurées sont de 19° à l'air et de 22°C à la surface (en moyenne);
- la deuxième en date du 21/072010, les températures mesurées sont de 41° à l'air et de 59°C à la surface (en moyenne);

5.2.1. Première campagne de mesure avec le HWD(mars 2010)

5.2.1.1. Déflexions mesurées par géophone

Les déflexions mesurées sur les différentes sections par les neufs (09) géophones sont récapitulées dans le tableau 3.5.

Les déflexions maximales sont notées de D_1 à D_9 selon la position des géophones.

Tableau 3.5. Résultats des déflexions mesurées à l'aide de HWD

Sec	Type Chaussée	PK	n°	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T° Asp halte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	129,190	1	880	62,2	260	218	197	164	141	104	79	61	48	20	22	18	10:03
S_0	BB6cm Ancien	129,170	2	888	62,77	250	208	187	156	133	98	77	59	50	20	22	18	10:03
S_1	BB6cm	129,140	3	811	57,33	198	170	157	135	119	90	71	55	47	20	22	19	10:12
S_1	BB6cm	129,120	4	850	60,08	212	185	168	143	124	93	71	55	46	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	129,080	5	826	58,39	176	152	141	120	108	81	65	51	43	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	129,060	6	877	61,99	128	111	104	92	84	67	54	44	38	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	129,050	7	838	59,23	132	110	102	87	80	62	51	41	36	20	22	19	10:12
S_3	BB6cm+GG100(D)	129,029	8	870	61,5	120	92	85	74	68	55	45	38	33	20	22	19	10:12
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,025	9	809	57,18	127	110	104	93	85	69	56	45	38	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,020	10	883	62,42	89	75	71	63	60	51	43	36	31	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,010	11	812	57,4	151	114	102	84	75	58	47	38	32	21	24	20	10:22

S_3	BB6cm+GG100(G)	129,000	12	885	62,56	98	77	70	61	54	44	36	30	26	21	24	20	10:22

5.2.1.2. Déflexions normalisées par géophone

Les déflexions normalisées à une charge de référence 6,5t par jumelage de roues (essieu standard de 13t) sont calculées par le logiciel Elmod6 etrécapitulées dans tableau 3.6.

Tableau 3.6. Déflexions normalisées

Sec	Type Chaussée	PK	n°	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T° Asp halte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	129,190	1	920	65	272	228	206	171	147	109	83	64	50	20	22	18	10:03
S_0	BB6cm Ancien	129,170	2	920	65	259	215	194	162	138	102	80	61	52	20	22	18	10:03
S_1	BB6cm	129,140	3	920	65	225	193	178	153	135	102	81	62	53	20	22	19	10:12
S_1	BB6cm	129,120	4	920	65	229	200	182	155	134	101	77	60	50	20	22	19	10:14
S_2	BB6cm+GG50	129,080	5	920	65	196	169	157	134	120	90	72	57	48	20	22	19	10:16
S_2	BB6cm+GG50	129,060	6	920	65	134	116	109	97	88	70	57	46	40	20	22	19	10:18
S_2	BB6cm+GG50	129,050	7	920	65	145	121	112	96	88	68	56	45	40	20	22	19	10:19
S_3	BB6cm+GG100(D)	129,029	8	920	65	127	97	90	78	72	58	48	40	35	20	22	19	10:20
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,025	9	920	65	144	125	118	106	97	78	64	51	43	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,020	10	920	65	93	78	74	66	63	53	45	38	32	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,010	11	920	65	171	129	116	95	85	66	53	43	36	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,000	12	920	65	102	80	73	63	56	46	37	31	27	21	24	20	10:22

5.2.1.3. Déflexions normalisées par géophone et par section expérimentale

Les déflexions normalisées par section expérimentale pour chaque géophone sont présentéesdans le tableau 3.7.

Tableau 3.7. Déflexions normalisées par section expérimentale

Sec	Type Chaussée	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T° Asphalte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	920	65	265	222	200	167	143	105	81	62	51	20	22	18	10:03
S_1	BB6cm	920	65	227	197	180	154	135	101	79	61	52	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	920	65	158	136	126	109	99	76	62	49	42	20	22	19	10:16
S_3	BB6cm+GG100(D)	920	65	127	102	94	82	74	60	49	41	35	20	22	19	10:20

5.2.1.4. Comparaison des bassins des déflexions normalisées par géophoneet par section

Les courbes ci-dessous présentent les bassins de déflexions normalisées par géophone et par section.

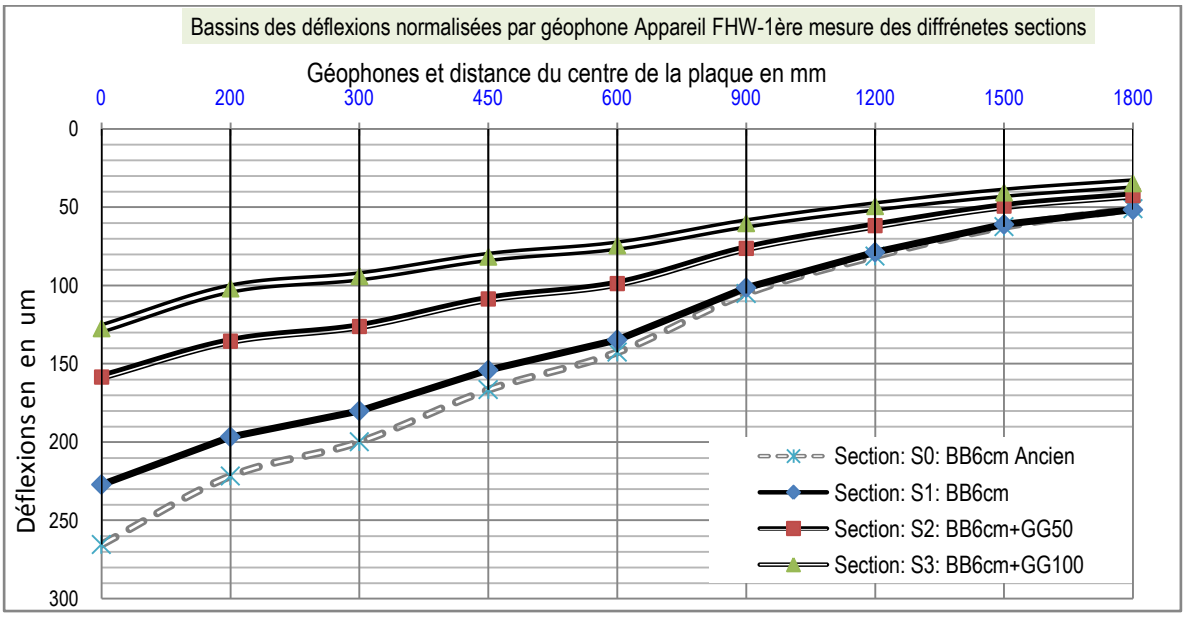


Figure 3.20. Bassins des déflexions normalisées des différentes sections

Constatations:

- *Les courbes des déflexions maximales du bassin de déflexion D_1 donnent un ordre de grandeur de la qualité structurale globale de la chaussée. Les déflexions mesurées aux géophones les plus éloignés du point d'application de la charge reflètent le comportement des couches les plus profondes (sol support), alors que celles obtenues aux géophones à proximité de ce point représentent l'effet composé de toutes les couches de la chaussée (structure de la chaussée et sol support). Ce phénomène s'explique par la distribution des contraintes verticales dans la chaussée sous la plaque circulaire.*
- *Les courbes des différentes planches s'écartent au niveau du géophone central (déflexion maximale D_1). Elles sont classées par niveau de renforcement du haut vers le bas, les planches non renforcées ont des déflexions élevées par rapport aux planches renforcées.*
- *Les courbes se rapprochent à l'extrémité éloignée du géophone central.*
- *Les déflexions des planches renforcées avec la géogrille 50KN sont plus élevées que celles des planches renforcées avec la géogrille de 100KN.*

5.2.1.5. Modules de surface normalisés par section

Les modules de surface calculés sont notés de S_1 à S_9 selon la position des géophones.

Tableau 3.8. Modules de surfaces calculés par géophone

Sec	Type Chaussée	PK	n°	Stress (KPa)	Force	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	T° Asp halte	T° Sur face	T° Air	Temps de mesure
S_0	BB6cm Ancien	129,190	1	920	65	891	398	294	235	205	186	183	190	201	20	22	18	10:03
S_0	BB6cm Ancien	129,170	2	920	65	935,1	421	313	250	220	199	190	198	195	20	22	18	10:03
S_1	BB6cm	129,140	3	920	65	1078	471	340	264	224	198	188	194	189	20	22	19	10:12
S_1	BB6cm	129,120	4	920	65	1055	454	333	261	226	201	197	203	203	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	129,080	5	920	65	1235	536	386	302	252	224	209	213	211	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	129,060	6	920	65	1804	780	555	418	344	287	267	262	253	20	22	19	10:12
S_2	BB6cm+GG50	129,050	7	920	65	1671	752	541	423	345	297	270	269	255	20	22	19	10:12
S_3	BB6cm+GG100(D)	129,029	8	920	65	1909	934	674	516	421	347	318	301	289	20	22	19	10:12
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,025	9	920	65	1677	726	512	382	313	257	238	237	234	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,020	10	920	65	2612	1162	818	615	484	380	338	323	312	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,010	11	920	65	1416	703	524	424	356	307	284	281	278	21	24	20	10:22
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,000	12	920	65	2377	1135	832	637	539	441	404	388	373	21	24	20	10:22

5.2.1.6. Comparaison entre les modules de surfaces par géophone et points mesurés

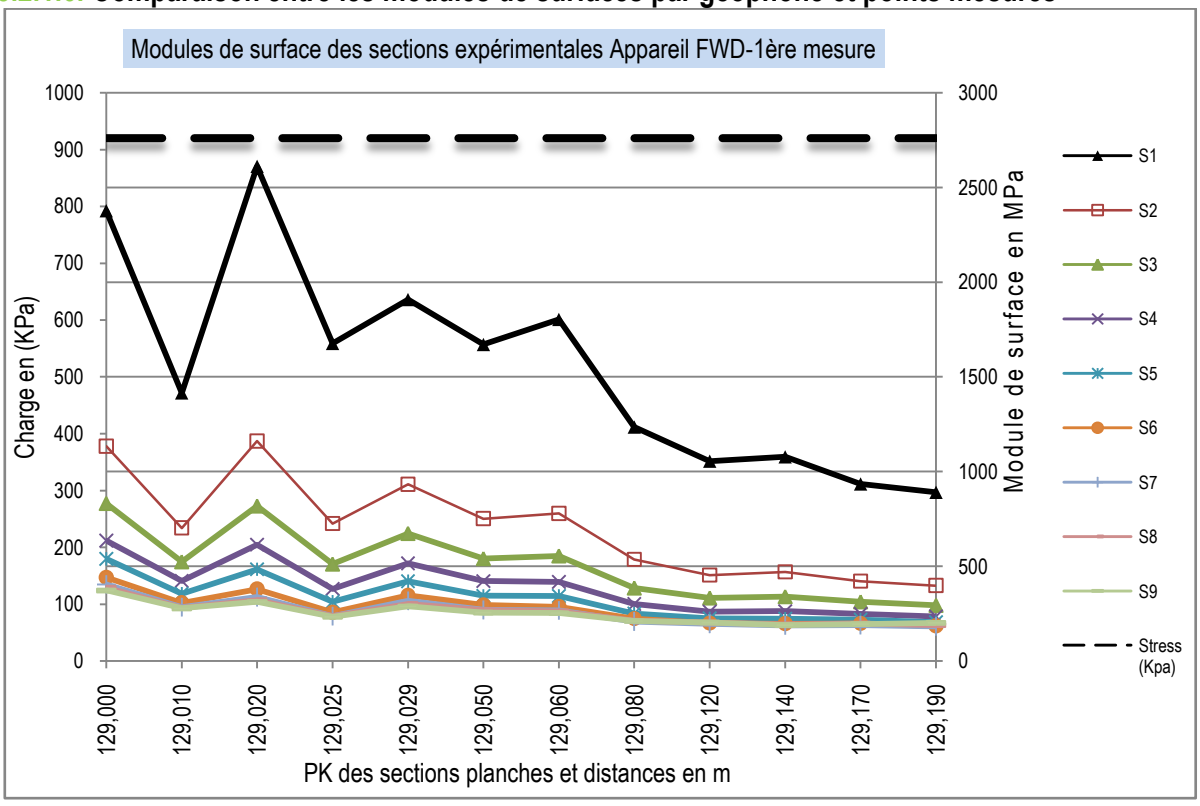


Figure 3.21. Courbes des modules de surface des sections expérimentales

Constatations : Les modules de surface calculés par géophone,des différentes planches,montrentque lesplanches renforcées ont des modules plus élevés que celles non renforcées.

5.2.1.7. Comparaison des déflexions normalisées et des modules de surface par section et par géophone

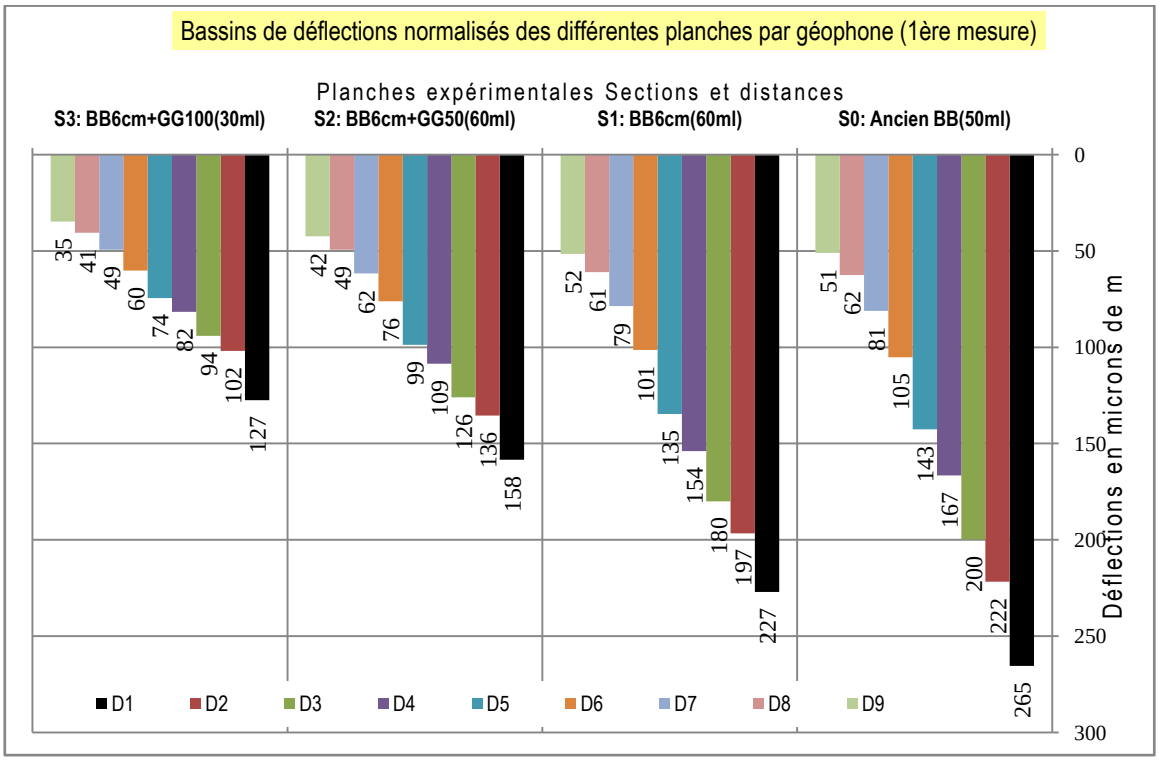


Figure 3.22.a. Histogrammes des bassins de déflections normalisés des différentes planches par géophone 1ère mesure)

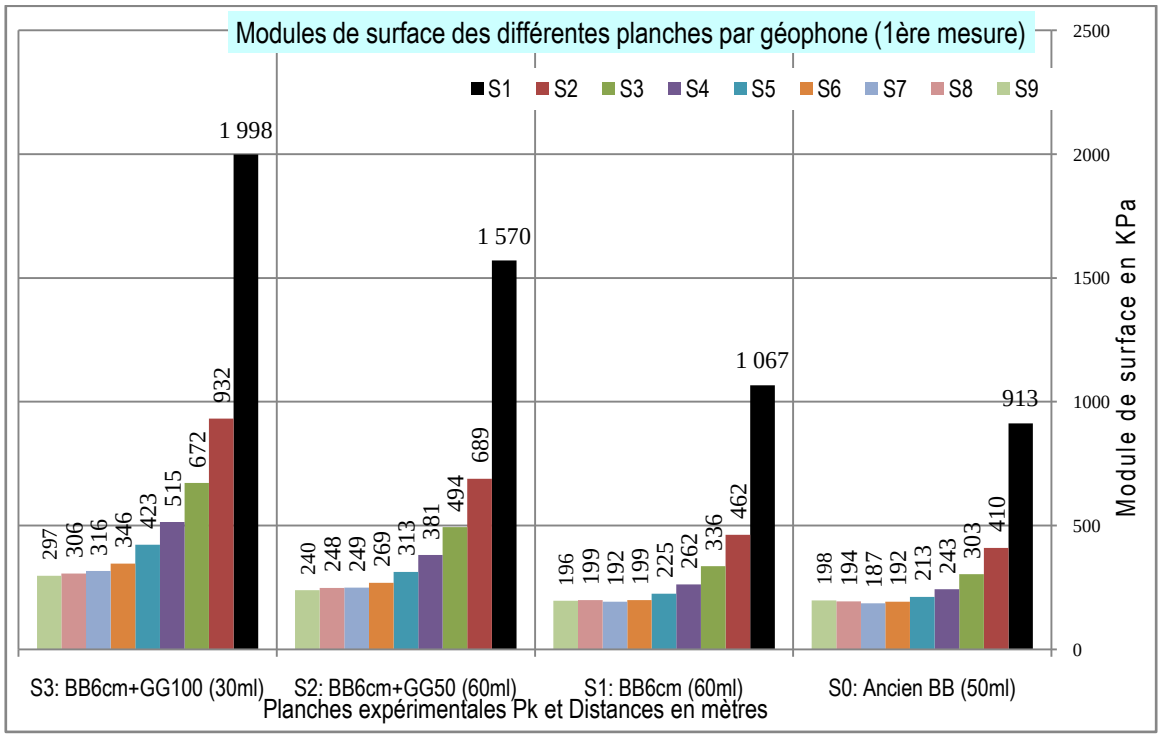


Figure 3.22.b. Histogrammes des modules de surface des différentes planches par géophone (1ère mesure)

Constatations : *Les histogrammes des déflexions normalisées et des modules de surface évoluent inversement en fonction de la nature du renforcement. Les planches renforcées enregistrent des déflexions plus faibles et des modules plus élevés comparées aux planches non renforcées. La même évolution est enregistrée pour les planches renforcées avec la géogrille à 100KN par rapport à celle de 50KN.*

5.2.2. Deuxième campagne de mesure avec le HWD(juillet 2010)

5.2.2.1. Déflexion mesurée par géophone

Les déflexions mesurées sur des différences sections par les neufs (09) géophones sont récapitulés dans le tableau 3.9.

Les déflexions maximales sont notées D_1 à D_9 selon la position des géophones.

Tableau 3.9. Résultats obtenus des déflexions mesurées

Sec	Type Chaussée	PK	n° point	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T° Asp halte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	129,190	1	689	48,7	379	279	235	191	155	104	76	59	47	56,8	58,8	41	15:17
S_0	BB6cm Ancien	129,190	2	905	63,97	496	367	312	255	209	141	103	80	62	56,8	58,8	41	15:17
S_0	BB6cm Ancien	129,185	1	693	49,0	288	195	165	140	117	82	62	49	39	56,8	59,3	41	15:18
S_0	BB6cm Ancien	129,185	2	906	64,04	371	252	215	182	154	110	82	64	52	56,8	59,3	41	15:18
S_0	BB6cm Ancien	129,180	1	696	49,2	291	194	163	137	114	81	61	48	39	56,8	58,3	40	15:20
S_0	BB6cm Ancien	129,180	2	914	64,61	378	253	216	182	153	109	83	65	53	56,8	58,3	40	15:20
S_0	BB6cm Ancien	129,170	1	673	47,6	215	127	103	84	71	54	45	38	31	56,8	59,7	41	15:22
S_0	BB6cm Ancien	129,170	2	879	62,13	280	168	137	112	95	72	58	49	41	56,8	59,7	41	15:22
S_1	BB6cm	129,140	1	695	49,1	269	161	135	120	105	81	65	54	44	56,8	58,9	41	15:23
S_1	BB6cm	129,140	2	918	64,89	352	214	181	160	140	108	86	71	59	56,8	58,9	41	15:23
S_1	BB6cm	129,120	1	685	48,4	298	212	178	148	124	88	69	56	45	56,8	58,8	41	15:24
S_1	BB6cm	129,120	2	900	63,62	395	283	239	200	168	121	93	76	60	56,8	58,8	41	15:24
S_2	BB6cm+GG50	129,080	1	688	48,6	211	125	105	91	80	60	48	40	32	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,080	2	907	64,11	277	169	141	123	107	81	65	54	44	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,060	1	692	48,9	271	183	152	126	103	72	55	45	36	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,060	2	908	64,18	351	239	201	167	138	97	73	60	47	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,055	1	691	48,8	243	163	131	106	87	61	48	40	33	56,8	59,8	41	15:26
S_2	BB6cm+GG50	129,055	2	913	64,54	316	215	176	143	118	84	65	53	45	56,8	59,8	41	15:26
S_2	BB6cm+GG50	129,050	1	688	48,6	229	149	122	101	85	62	48	39	32	56,8	59,4	41	15:27
S_2	BB6cm+GG50	129,050	2	905	63,97	298	197	162	135	114	83	65	52	43	56,8	59,4	41	15:27
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,020	1	690	48,8	259	137	107	96	84	62	48	39	32	56,8	59,7	41	15:28
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,020	2	905	63,97	332	183	143	127	112	83	64	51	41	56,8	59,7	41	15:28
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,010	1	692	48,9	158	97	79	69	61	47	39	32	27	56,8	58,8	41	15:29
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,010	2	913	64,54	208	129	105	92	82	63	52	44	36	56,8	58,8	41	15:29
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,000	1	692	48,9	154	96	79	70	61	48	39	33	28	56,8	59,9	41	15:30
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,000	2	912	64,47	200	128	106	93	83	65	53	44	37	56,8	59,9	41	15:30

5.2.2.2. Déflexion normalisée par géophone

Les déflexions normalisées à une charge de référence 6,5t par jumelage de roues (essieu standard de 13t) sont calculées par le logiciel Elmod6 et récapitulées dans tableau 3.10.

Tableau 3.10. Déflexions normalisées à une charge de référence 6,5t par jumelage de roue (essieu standard de 13t)

Sec	Type Chaussée	PK	n°	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T° Asp halte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	129,190	1	920	65,03	506	373	314	255	207	139	101	79	63	56,8	58,8	41	15:17
S_0	BB6cm Ancien	129,190	2	920	65,03	504	373	317	259	212	143	105	81	63	56,8	58,8	41	15:17
S_0	BB6cm Ancien	129,185	1	920	65,04	382	259	219	186	155	109	82	65	52	56,8	59,3	41	15:18
S_0	BB6cm Ancien	129,185	2	920	65,03	377	256	218	185	156	112	83	65	53	56,8	59,3	41	15:18
S_0	BB6cm Ancien	129,180	1	920	65,03	385	256	215	181	151	107	81	63	52	56,8	58,3	40	15:20
S_0	BB6cm Ancien	129,180	2	920	65,03	380	255	217	183	154	110	84	65	53	56,8	58,3	40	15:20
S_0	BB6cm Ancien	129,170	1	920	65,03	294	174	141	115	97	74	62	52	42	56,8	59,7	41	15:22
S_0	BB6cm Ancien	129,170	2	920	65,03	293	176	143	117	99	75	61	51	43	56,8	59,7	41	15:22
S_1	BB6cm	129,140	1	920	65,04	356	213	179	159	139	107	86	71	58	56,8	58,9	41	15:23
S_1	BB6cm	129,140	2	920	65,03	353	214	181	160	140	108	86	71	59	56,8	58,9	41	15:23
S_1	BB6cm	129,120	1	920	65,03	400	285	239	199	167	118	93	75	60	56,8	58,8	41	15:24

S_1	BB6cm	129,120	2	920	65,03	404	289	244	204	172	124	95	78	61	56,8	58,8	41	15:24
S_2	BB6cm+GG50	129,080	1	920	65,03	282	167	140	122	107	80	64	53	43	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,080	2	920	65,03	281	171	143	125	109	82	66	55	45	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,060	1	920	65,02	360	243	202	168	137	96	73	60	48	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,060	2	920	65,03	356	242	204	169	140	98	74	61	48	56,8	59,8	41	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,055	1	920	65,03	324	217	174	141	116	81	64	53	44	56,8	59,8	41	15:26
S_2	BB6cm+GG50	129,055	2	920	65,03	318	217	177	144	119	85	65	53	45	56,8	59,8	41	15:26
S_2	BB6cm+GG50	129,050	1	920	65,03	306	199	163	135	114	83	64	52	43	56,8	59,4	41	15:27
S_2	BB6cm+GG50	129,050	2	920	65,03	303	200	165	137	116	84	66	53	44	56,8	59,4	41	15:27
S_3	BB6cm+GG100	129,020	1	920	65,03	345	183	143	128	112	83	64	52	43	56,8	59,7	41	15:28
S_3	BB6cm+GG100	129,020	2	920	65,03	338	186	145	129	114	84	65	52	42	56,8	59,7	41	15:28
S_3	BB6cm+GG100	129,010	1	920	65,02	210	129	105	92	81	62	52	43	36	56,8	58,8	41	15:29
S_3	BB6cm+GG100	129,010	2	920	65,03	210	130	106	93	83	63	52	44	36	56,8	58,8	41	15:29
S_3	BB6cm+GG100	129,000	1	920	65,02	205	128	105	93	81	64	52	44	37	56,8	59,9	41	15:30
S_3	BB6cm+GG100	129,000	2	920	65,04	202	129	107	94	84	66	53	44	37	56,8	59,9	41	15:30

5.2.2.3. Déflexions normalisées par géophone et par section expérimentale

Les déflexions normalisées par section expérimentale pour chaque géophone sont présentées dans le tableau 3.11.

Tableau 3.11. Déflexions normalisées par section expérimentale

Sec	Type Chaussée	Stress	Force	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	T° Asphalte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	920	65,0	390	265	223	185	154	109	82	65	53	56,8	59,09	41	15:17
S_1	BB6cm	920	65,0	378	250	211	181	154	114	90	74	60	56,8	58,85	41	15:23
S_2	BB6cm+GG50	920	65,0	316	207	171	143	120	86	67	55	45	56,8	59,7	41	15:25
S_3	BB6cm+GG100	920	65,0	251	147	118	105	92	70	56	46	39	56,8	59,47	41	15:28

5.2.2.4. Comparaison des bassins des déflexions normalisées par géophone

Les courbes ci-dessous présentent les bassins de déflexions normalisées par géophone et par section.

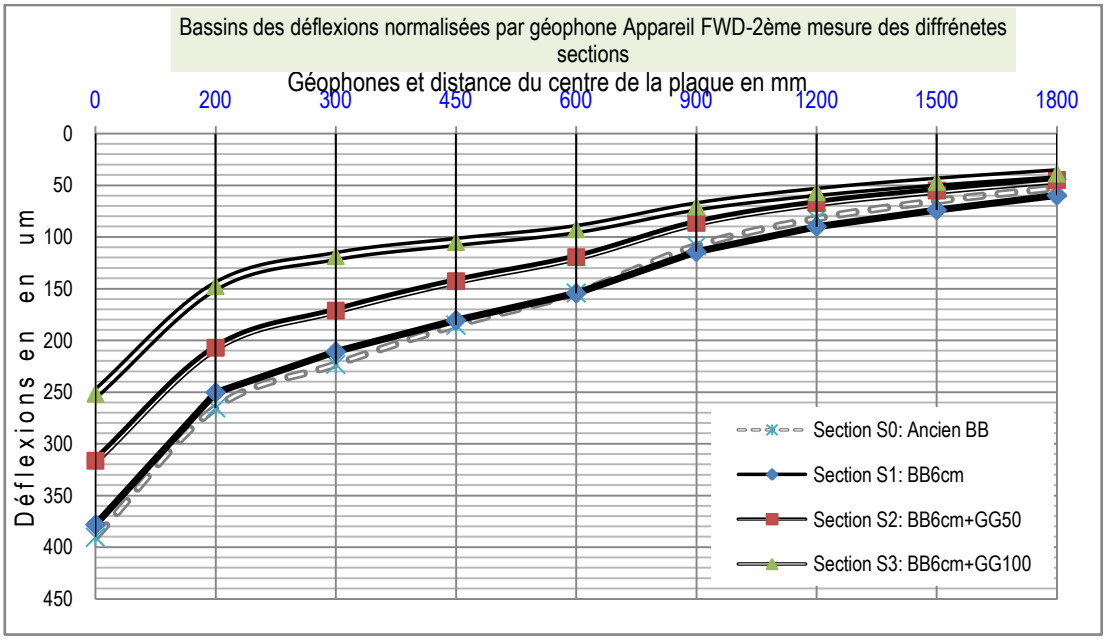


Figure 3.23. Bassins des déflexions normalisées des différentes sections

Constatations :

- *Les déflexions maximales du bassin de déflexion D_1 donnent un ordre de grandeur de la qualité structurale globale de la chaussée. Les déflexions mesurées aux géophones les plus éloignés du point d'application de la charge reflètent le comportement des couches profondes (sol support), alors que celles obtenues aux géophones à proximité de ce point représentent l'effet composé de toutes les couches de la chaussée (structure de la chaussée et sol support).*

- *Les courbes des différentes planches s'écartent au niveau du géophone central (déflexion maximale D1). Les courbes de tous les géophones sont classées par niveau de renforcement du haut vers le bas, les planches non renforcées ont des déflexions élevées par rapport aux planches renforcées.*
- *Les courbes se rapprochent à l'extrémité éloignée du géophone central.*

5.2.2.5. Modules de surface normalisés par sections

Les modules de surface calculés sont notés de S_1 à S_9 selon la position des géophones.

Tableau 3.12. Modules de surfaces calculés par géophone

Sec	Type Chaussée	PK	n° point	Stress	Force	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	T° Asphalte	T° Surface	T° Air	Temps de mesure (h)
S_0	BB6cm Ancien	129,190	**1**	920	65	479	244	192	157	144	143	147	151	160	56,8	58,8	40,8	15:17
S_0	BB6cm Ancien	129,185	**2**	920	65	638	353	277	218	194	183	183	186	193	56,8	59,3	40,5	15:18
S_0	BB6cm Ancien	129,180	**3**	920	65	633	355	280	222	199	186	184	188	192	56,8	58,3	40,4	15:20
S_0	BB6cm Ancien	129,170	**4**	920	65	825	520	426	348	308	271	248	235	237	56,8	59,7	40,7	15:22
S_1	BB6cm	129,140	**5**	920	65	683	425	336	253	217	187	176	170	172	56,8	58,9	41	15:23
S_1	BB6cm	129,120	**6**	920	65	602	316	251	200	179	167	161	158	166	56,8	58,8	41,1	15:24
S_2	BB6cm+GG50	129,080	**7**	920	65	860	537	427	328	281	249	233	224	231	56,8	59,8	41,3	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,060	**8**	920	65	677	374	298	240	219	208	206	201	211	56,8	59,8	41,3	15:25
S_2	BB6cm+GG50	129,055	**9**	920	65	755	419	344	283	258	243	234	227	226	56,8	59,8	41	15:26
S_2	BB6cm+GG50	129,050	**10**	920	65	795	455	369	296	264	241	232	231	233	56,8	59,4	41,3	15:27
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,020	**11**	920	65	709	493	420	314	268	242	235	233	239	56,8	59,7	41,4	15:28
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,010	**12**	920	65	1154	701	574	438	370	320	290	279	280	56,8	58,8	40,9	15:29
S_3	BB6cm+GG100(G)	129,000	**13**	920	65	1192	707	571	432	367	312	288	274	271	56,8	59,9	41,3	15:30

5.2.2.6. Comparaison entre modules de surfaces par géophone et points mesurés

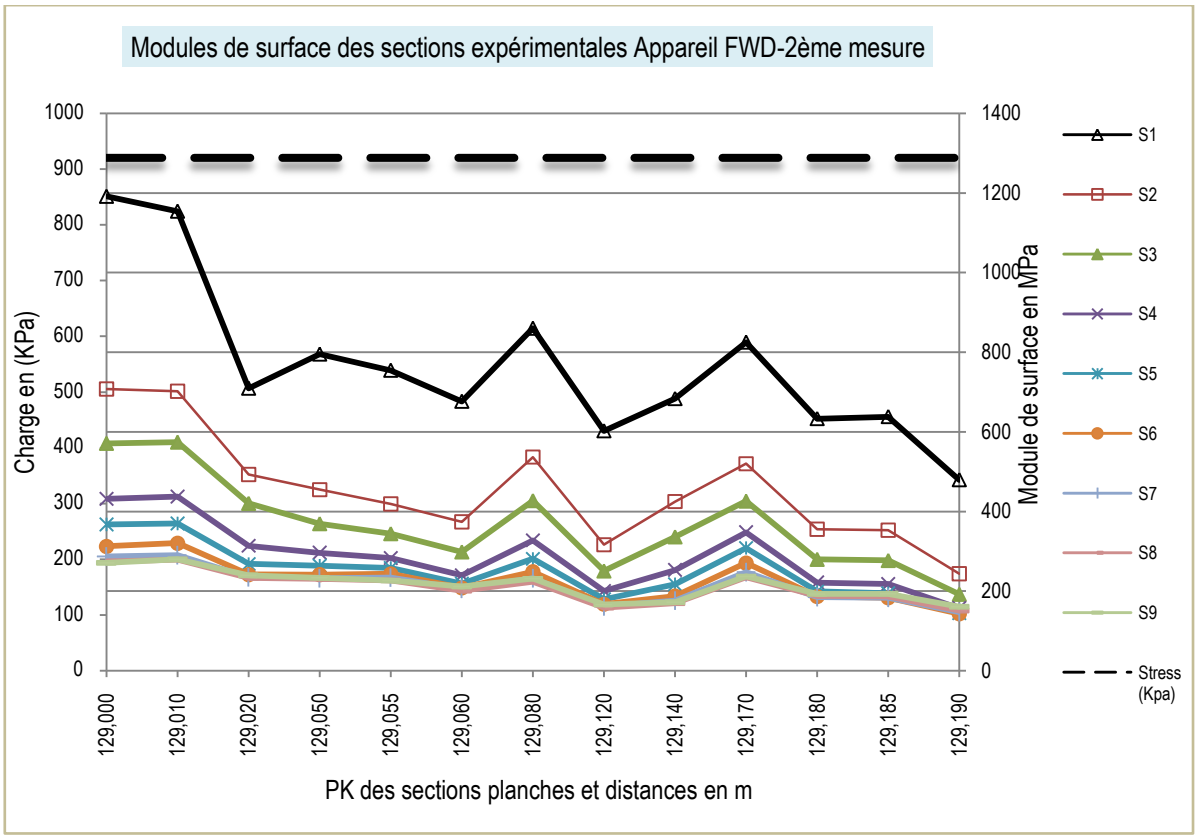


Figure 3.24. Courbes des modules de surface et charge Appareil FHW des sections expérimentales

Constatations:*Les modules de surface calculés par géophone des différentes planches montrentque les planches renforcées ont des modules plus élevés que les planches non renforcées.*

5.2.2.7. Comparaison des déflexions normalisées et des modules de surface par section

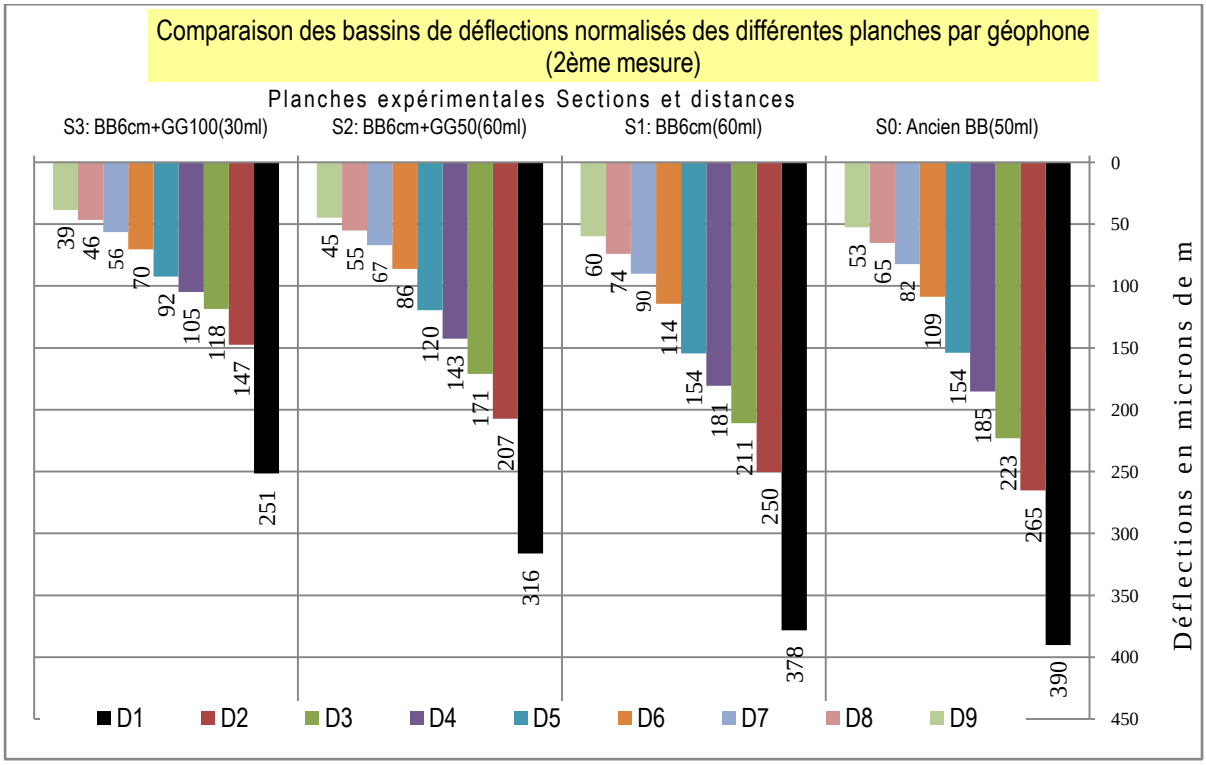


Figure 3.25.a. Histogrammes des bassins de déflections normalisés des différentes planches par géophone (2ème mesure)

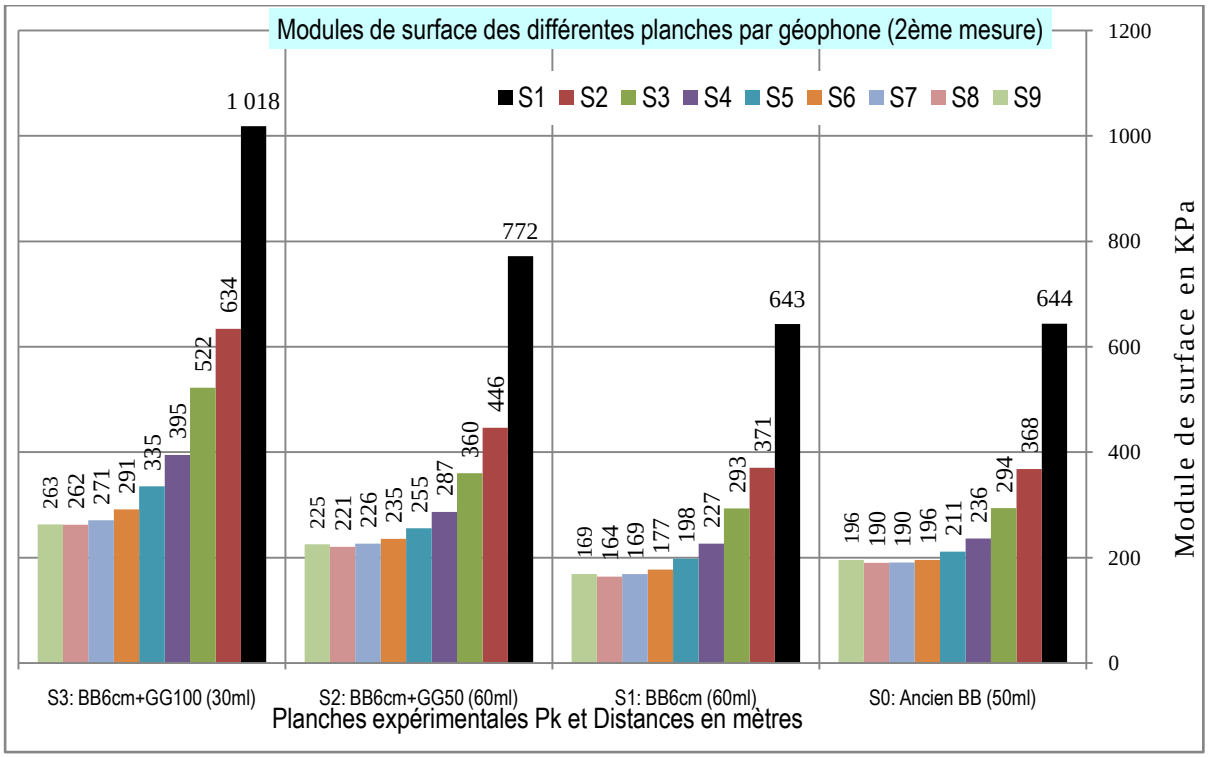


Figure 3.25.b. Histogrammes des modules de surface des différentes planches par géophone (2ème mesure)

Constatations:*Les histogrammes des déflexions normalisées et des modules de surface évoluent inversement en fonction de la nature du renforcement. Les planches renforcées enregistrent des déflexions plus faibles et des modules plus élevés comparées aux planches non renforcées. La même évolution est enregistrée pour les planches renforcées avec la géogrille à 100KN par rapport à celle de 50KN.*

5.3. Conclusion

Le suivi des déflexions, mesurées par déflectographe Lacroix avant,04 mois et après 14 mois de la réalisation des planches expérimentales,nous ont permis de relever les points suivants :

- Le renforcement par une couche en béton bitumineuxa augmenté la portance de la chaussée. Cet apport s'est traduit par une diminution des déflexions d'environ 94% à l'axe et 87% en rive de la chaussée.
- Les sections non renforcées ont enregistré des déflexions nettement plus élevées par rapport aux sections renforcées.
- Les déflexions les plus faibles sont mesurées sur la section renforcéepar lagéogrille présentant une résistance à la traction de 100KN.
- L'influence de la caractéristique principale de la géogrille, en l'occurrence sa résistance à la traction, est mise en évidence par le taux de diminution de la déflexion. Le renforcement par géogrille de 100 kN réduit les déflexions de la chaussée d'environ 0,1% à l'axe et 2,6% en rive, relativement à la géogrille de 50 kN.

Le suivi des déflexions mesurées par l'appareil HWD et les modules de surfaces calculés 07 mois et 14 mois après réalisation des planches ont montré que:

- Les courbes des bassins de déflexions des différentes planches s'écartent au niveau du géophone central. Les courbes de tous les géophones sont classées par niveau de renforcement du haut vers le bas, les planches non renforcées ont des déflexions élevées par rapport aux planches renforcées. Les courbes se rapprochent à l'extrémité éloignée du géophone central.

- Les histogrammes des déflexions normalisées et des modules de surface évoluent inversement en fonction de la nature du renforcement. Les planches renforcées enregistrent des déflexions plus faibles et des modules plus élevés comparées aux planches non renforcées. La même évolution est enregistrée pour les planches renforcées avec la géogrille à 100KN par rapport à celle de 50KN.
- Les courbes des déflexions maximales du bassin de déflexion donnent un ordre de grandeur de la qualité structurale globale de la chaussée.
- Les déflexions mesurées aux géophones les plus éloignés du point d'application de la charge reflètent le comportement des couches profondes (sol support), alors que celles obtenues aux géophones à proximité de ce point représentent l'effet composé de toutes les couches de la chaussée (structure de la chaussée et sol support). Ce phénomène est dûà la distribution des contraintes verticales dans la chaussée sous la plaque circulaire.

6. Evolutionde l'uni de la chaussée

6.1. Mesure de l'uni longitudinal (Coefficient IRI et CAPL25)

Les mesures de l'uni ont été effectuées après la réalisation des planches expérimentales à l'aide de l'appareil ProfilomètreInertiel Laser RSP 5051 MarkIVle 02/08/2010. Ces mesures ont permis d'obtenir une meilleure appréciation de la planéité de la chaussée. Cette planéitéest évaluée à partir des coefficients IRI(en m/km) sur les sections expérimentales.

Les résultats obtenus sont comparés aux seuils des valeurs d'IRIdans le tableau 3.13.

Tableau 3.13. Résultats de l'IRI et CAPL25

Pk Début	Distance en m	Distance Cumulée en m	IRI m/Km (Date de Mesure août 2010)	CAPL25 (en fonction de l'IRI) CAPL25=IRI/(0,45xK)(K=0,74 revêtement en BB)
129,000	25,0	0,0	1,48	4,44
129,025	25,0	25,0	1,59	4,77
129,050	25,0	50,0	1,48	4,44
129,075	25,0	75,0	2,19	6,58
129,100	25,0	100,0	1,43	4,29
129,125	25,0	125,0	2,55	7,66
129,150	25,0	150,0	1,95	5,86
129,175	25,0	175,0	2,94	8,83
129,194	18,9	193,9	5,74	17,24

Les mêmes résultats sont représentés par les courbes de la figure 3.26.

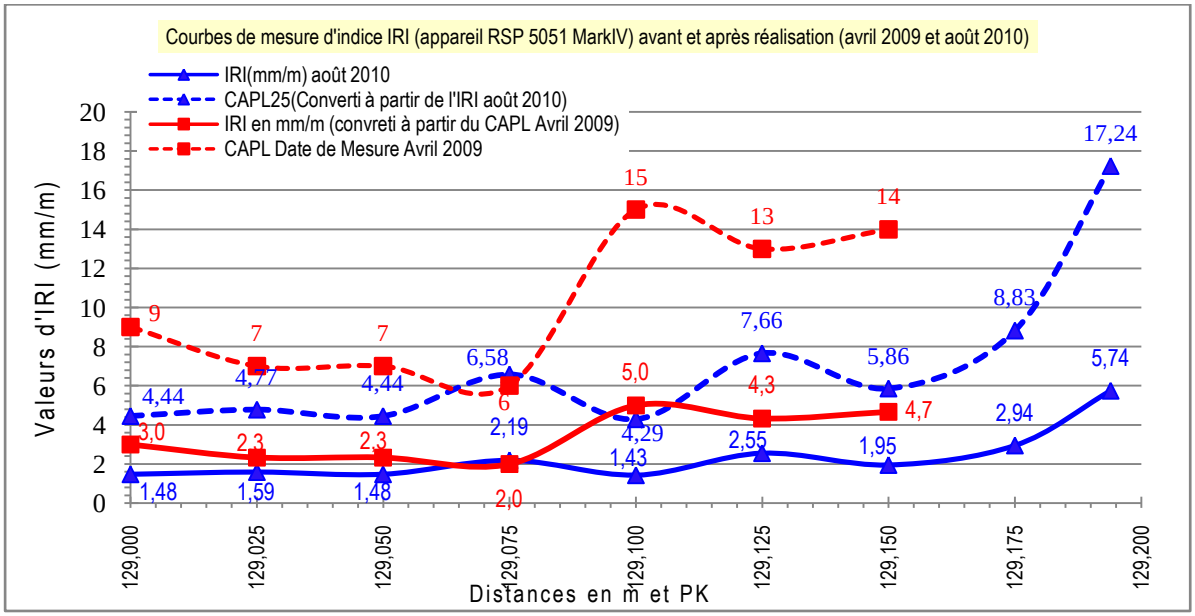


Figure 3.26.Courbes de mesured'indice IRI par section (appareilRSP 5051 MarkIV) en août 2010

Les résultats de l'uni des différentes planches expérimentales sont récapitulés dans tableau3.14.

Tableau 3.14. Comparaison de l'uni longitudinal des planches expérimentales

Planches	Distance en m	Moyenne d'IRI par section	CAPL25 (août 2010)			Seuils admissibles d'uni longitudinal	
			<=6	<=13	<=16	IRI	CAPL
BB6cm+GG100	30	1,54	100,0%	100,0%	100,0%	<2 (bon)	Bon
BB6cm+GG50	60	1,84	50,0%	100,0%	100,0%	<2 (bon)	Bon
BB6cm	60	1,98	66,7%	100,0%	100,0%	<2 (bon)	Bon
BB6cm (ancien rev)	44	4,34	0,0%	50,0%	50,0%	2<IRI<6 (moyen)	Moyen

Constatations : Les courbes de mesure de l'uni représentées par les points carrés révèlent le mauvais état de l'uni avant réalisation des travaux. L'évolution des courbes d'IRI et du CAPL25 (ligne continues pour l'IRI et discontinues pour le CAPL) montre que l'uni longitudinal des sections revêtues est, globalement, acceptable pour toutes les planches (IRI<2).

6.2. Mesure de l'uni transversal (profondeur d'orniérage)

La campagne du relevé visuel et de mesure de l'orniérage juste après la réalisation des planches a confirmé l'inexistence d'ornières sur toutes les sections expérimentales (sections nouvellement réalisées).

Après 21 mois (mai 2011) de la réalisation des planches, de légères ornières ont commencé à apparaitre dans les deux sections témoins sans renforcement. Sur la section S_1sans renforcement un orniérage de 5mm de profondeur est apparu. Sur la section S_0de l'ancien enrobé, nous avons pu constater des ornières visibles à l'œil.

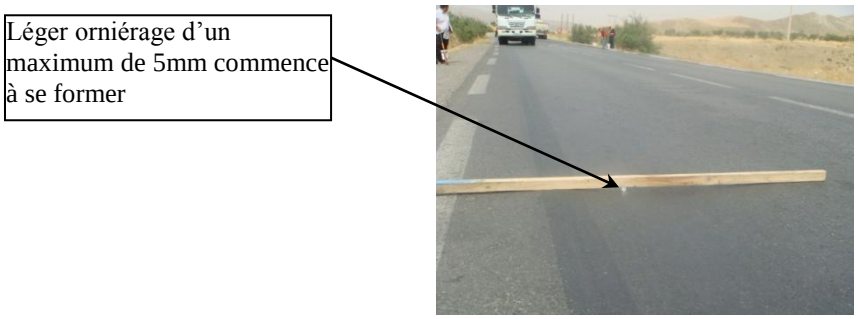


Figure 3.27. Mesure de la profondeur d'ornière sur site expérimental après 21 mois de la réalisation. De légères ornières commencent à se former sur la section S_1 non renforcée

7. Suivi de l'évolution de l'adhérence de la chaussée

7.1. Mesure de la profondeur moyenne de la texture PMT (après réalisation des planches)

Deux mesures de PMTsont effectuées, la premièrejuste après la réalisation des travaux en date du 12/09/2009 à 11h05' à une température de mesure de 40°, la deuxième à un (01) an après la réalisation des planches expérimentalesen date du 28/07/2010 à 13h30' à une température de mesure de 45°.

Pour chacune des trois planches expérimentales,six points de mesures sont effectués dans un profil de la chaussée, 03 mesures dans chaque voie de droite et de gauche, à l'axe de la voie et aux passages des roues de la voie.



Figure 3.28.a.



Figure 3.28.b.

Figure 3.28. Mesure de la profondeur moyenne de texture PMT après réalisation des planches
a.1ère mesure PMT après réalisation des planches le 12/09/2009
b. 2ème mesure PMT un an après réalisation des planches le 28/07/2010

Les mesures de la PMTsont récapitulées dans le tableau 3.15. (Les points de mesure avant réalisation sont présentés dans le chapitre II.1.3.6., les positions des PMT sont schématisées dans la figure 2.13.).

Tableau 3.15. Mesures de la profondeur Moyenne de TexturePMT après réalisation des travaux

Mesures PMT		**129+000**(BB6cm+GG100)			129+025(BB6cm+GG100)			129+075(BB6cm+GG50)			129+125(BB6cm)			129+158BB6cm(ancien)		
		D (cm)	S (cm^2)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm^2)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm^2)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm^2)	PMT (mm)	D (cm)	S (cm^2)	PMT (mm)
1ère mesure PMT Date 1èremesure: 12/09/2009 (01 mois après réalisation)																
Voie droite	PR-VDR	30,0	707,80	**0,42**	32,0	804,2	**0,37**	29,01	660,98	**0,45**	28,21	625,0	**0,48**			
	CVD	33,0	857,37	**0,35**	32,5	831,1	**0,36**	31,02	755,74	**0,40**	37,00	1075,2	**0,28**			
	PR-VDA	29,5	683,49	**0,44**	33,0	856,3	**0,35**	32,00	804,25	**0,37**	27,00	572,6	**0,52**			
Voie gauche	PR-VGA	30,0	707,80	**0,42**	28,2	625,0	**0,48**	31,02	755,74	**0,40**	33,03	856,9	**0,35**			
	CVG	27,5	593,96	**0,51**	29,0	661,4	**0,45**	33,03	856,85	**0,35**	34,02	909,0	**0,33**			
	PR-VGR	28,5	638,39	**0,47**	30,0	707,8	**0,42**	34,02	908,99	**0,33**	32,00	804,2	**0,37**			
2ème mesure PMT Date 2èmemesure: 28/07/2010 (01 an après réalisation):																
Voie droite	PR-VDR	31	754,77	**0,40**	38,0	1134,1	**0,26**	41	1320,3	**0,23**	35,0	962	**0,31**	35	962	**0,31**
	CVD	41	1320,25	**0,23**	40,0	1256,6	**0,24**	40,5	1288,2	**0,23**	30,0	707	**0,42**	30	707	**0,42**
	PR-VDA	37	1075,21	**0,28**	39,0	1194,6	**0,25**	38,5	1164,2	**0,26**	40,0	1257	**0,24**	40	1257	**0,24**
Voie gauche	PR-VGA	35	962,11	**0,31**	38,0	1134,1	**0,26**	35	962,11	**0,31**	41,0	1320	**0,23**	41	1320	**0,23**
	CVG	37,5	1104,47	**0,27**	37,0	1075,2	**0,28**	41	1320,3	**0,23**	38,0	1134	**0,26**	38	1134	**0,26**
	PR-VGR	38	1134,11	**0,26**	41,5	1352,7	**0,22**	39	1194,6	**0,25**	42,0	1385	**0,22**	42	1385	**0,22**

Avec :

- *V (m3)*=30cm³ : Volume de billes de verre versé (ou sable fin) calibré ;
- *D (cm)*: Diamètre de la tache
- *S (cm2)*: Surface de la tache
- *PMT (mm)*: Profondeur de sable calculé =V/S(NF EN 13036-1)
- *PR-VDR*: Passage des Roues voie droitecoté Rive, *CVD*: Centre de la Voie de Droite, *PR-VDA*: Passage des Roues VoieDroitecoté Axe.
- *PR-VGR*: Passage des Roues Voie Gauchecoté Rive, *CVG*: Centre de la Voie de Gauche, *PR-VGA*: Passage des Roues VoieGauchecoté Axe.

7.2. Mesures de PMTavant et après réalisation des planches

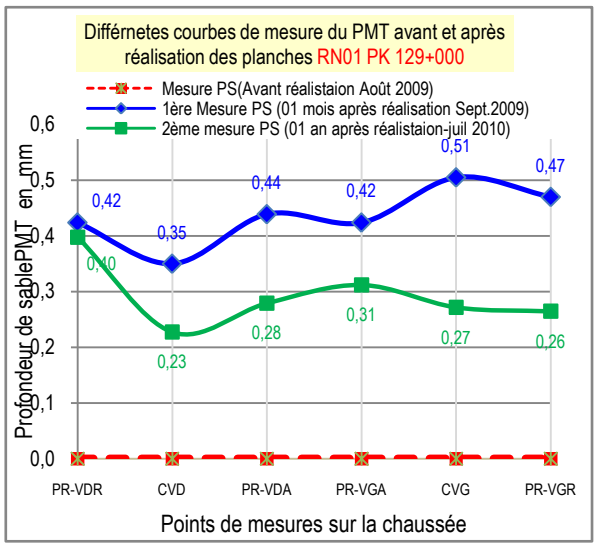


Figure 3.29.a.RN01 PK129+000

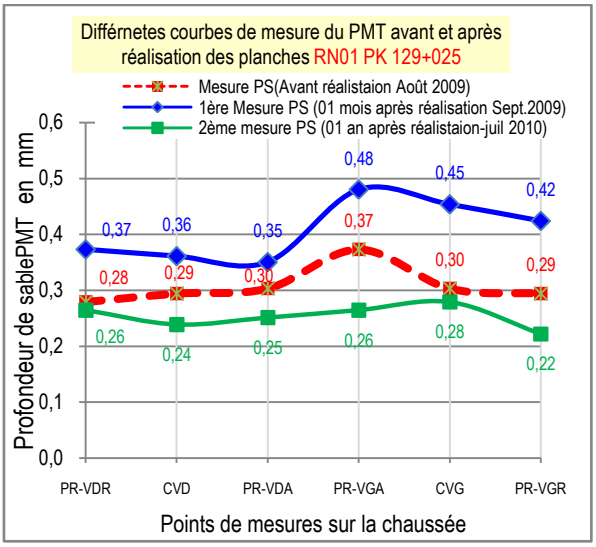


Figure 3.29.b.RN01 Pk 129+025

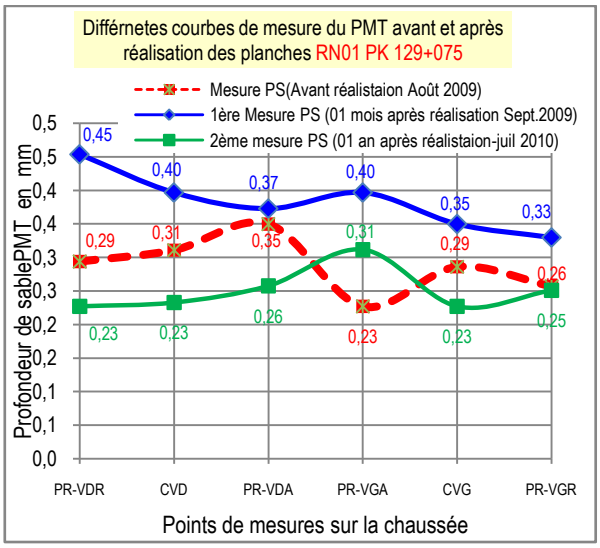


Figure 3.29.c.RN01 PK129+075

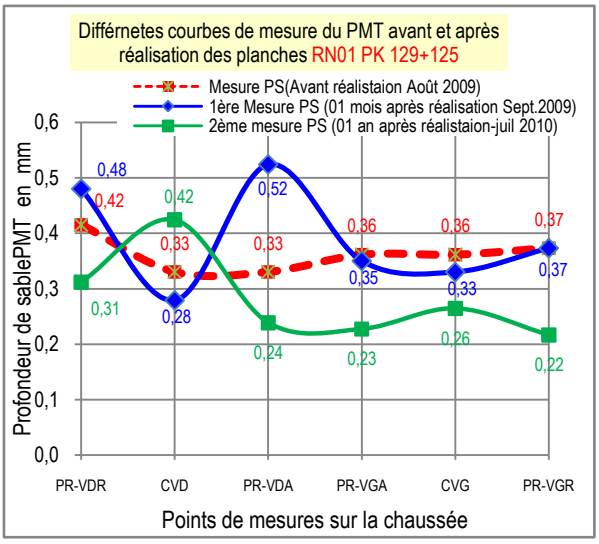


Figure 3.29.d.RN01 PK 129+125

Figure 3.29. Courbes de mesures de PMT des différents points avant et après réalisation des planches

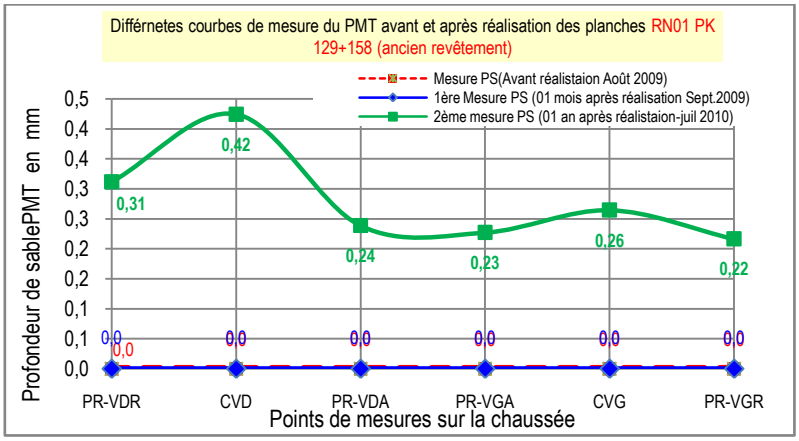


Figure 3.30. Différentes courbes de mesure u PMT avant et après réalisation des planches PK 129+158(ancien revêtement)

Commentaires: *Les courbes de mesures dePMT pour chaque profil montrent une rugosité homogène (au passage des pneus et aux axes des voies).*

7.3. Evolutiondes mesures dePMTavant et après réalisation

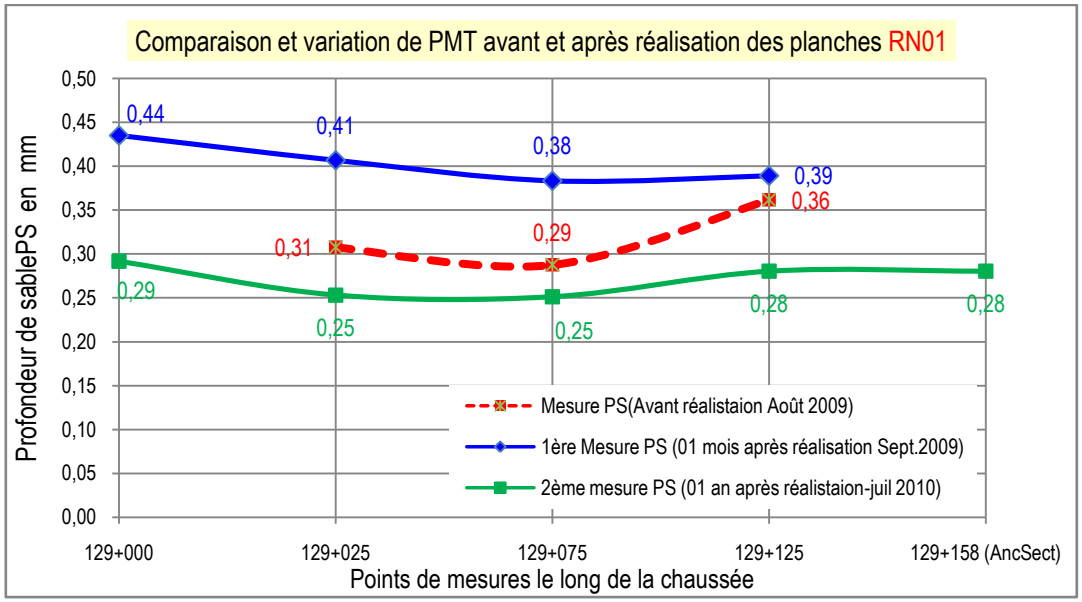


Figure 3.31. Comparaison et variation dePMT avant et après réalisation des planches expérimentales

Constatations: Au début, les courbes de mesures dePMT, pour toutes les planches expérimentales, montrent une nette évolution de la rugosité, mais après une année de circulation nous avons constaté une légère baisse due à l'effet du trafic. De même, nous avons constaté que les planches renforcées présentent une macrotexture meilleure, que ce soit 01 mois ou 01 an après réalisation des planches.

Les irrégularités de surface d'un revêtement sont liéesaux dimensions des granulats, à la formulation du revêtement, à la mise en œuvre et au traitement de surface. Le facteur prépondérant est le gravillon.

La réduction des résultats de la macrotexture est due, probablement,à la sensibilité des appareils, aux variations saisonnières,au trafic routier et aux aléas climatiques. Les mesures effectuées peuvent être corrigées en fonction de ces variations [48].

7.4. Mesure du coefficient SRT

Le profil choisi pour faire le test est le début de la section au PK 129+000.Deux points effectués dans le même profil, le premier au passage des roues et le deuxième à l'axe. La 1ère mesure en date du 12/09/2009 à 11h10', la température de mesure est de 40°, la deuxième mesure en date du 28/07/2010 à 14h05', la température de mesure est de 45°.



a. *b.*

Figure 3.32. Mesure du coefficient de frottement SRT après réalisation des planches sur RN01 pk 129+000
a. 1ère mesure SRT après réalisation des planches le 12/09/2009 à 11h10', T°=40°
b.2ème mesure SRT un an après réalisation des planches le 28/07/2010 à 14h05', T°=45°

Les mesures sont présentées dans le tableau 3.16.

Tableau 3.16. Mesures du SRT après réalisation des planches

	1ère mesure date de mesure:12/09/2009	2ème mesure date de mesure: 28/07/2010		Observations
	129+125	129+125	129+158 (ancien revêtement)	
Passage des roues	0,42	0,34	0,34	Pour la nouvelle section, l'aspect de surface est homogène
Centre	0,45			

Les mesures du CFL pour toutes les planches expérimentales montrent une évolution de la microtexture. Après une année de circulation les résultats ont évolué mais tout en restant dans les limites acceptables.

L'état de surface de la chaussée estlié à la nature pétrographique des gravillons et à leur mode d'élaboration. Les facteurs prépondérants sont la formulation de l'enrobé et la mise en œuvre.

L'adhérence de la chaussée et les irrégularités de la surface du revêtement sont liées à la dimension des granulats, à la formulation de l'enrobé, à la mise en œuvre et au traitement de surface, facteurs qui ne sont pas influencés directement par le renforcement en géogrille à moyen terme.

8. Conclusions du troisième chapitre

Le suivi du comportement des planches expérimentales après01, 06, 11 et 21 mois de réalisation, nous apermis d'étudier de près l'évolutiondes caractéristiques de la structure de chaussée, en particulier celles de la surface de roulement en l'occurrence la rugosité, l'uni longitudinal et transversal ainsi que l'orniérage. Globalement, ce suivi nous a renseigné sur l'ensemble des dégradations visibles et mesurables en surface de la chaussée. Cette évolution des caractéristiquesa donné naissance aux remarques suivantes :

- Suivi visuel du comportement :après 21 mois de la réalisation, les planches non renforcées ont fait apparaitre de légères dégradations (apparition des signes d'orniérage). Les autres planches renforcées n'ont présenté aucun défaut visuel apparent. L'orniérage est une dégradation qui renseigne sur l'incapacité structurelle du corps de chaussée à supporter le trafic.
- Suivi du comportement de la géogrille et l'état du collage: Après 18 mois de la réalisation, le collage est parfait entre la géogrille et les deux couches d'enrobé (ancienne et nouvelle),chose qui a rendu difficile l'extraction de la géogrille et la séparationdes deux couches d'enrobé.Les épaisseurs du corps de chaussée mesuréespar le géoradar ont été calées et confirmées parles résultats du carottage.
- Evolution de la portance de la chaussée:
  - L'influence du renforcement sur la qualité structurelle de la chaussée est mise en évidence par les deux appareils déflectographe Lacroix et HWD. Les planches renforcées avec géogrilleont enregistré des déflexions moins élevées que les planches témoins non renforcées. De même la planche traitée avec de la géogrille d'une résistance à la traction de 100KN enregistre de faibles déflexions par rapport aux autres planches y compris celle de 50KN.
  - Les courbes et histogrammes des déflexions normalisées (HWD) et des modules de surface calculés évoluent inversement.Les planches renforcéesont enregistré des déflexions plus faibles et des modules de surface plus élevés que celles non renforcées.
- Evolution de l'uni : Le traitement en géogrille sous couche de roulement n'a pas d'influence directe sur l'uni juste après réalisation des planches. La campagne du relevé visuel et de mesure de l'orniérage juste après la réalisation des planches a confirmée l'inexistence d'ornières sur toutes les sections expérimentales.
- Evolution de l'adhérence de la chaussée : Après une année de circulation, les planches renforcées ont présenté une macrotexture (mesures PMT) et une microtexture (coefficient SRT) meilleures. Notons que le renforcement en géogrille à moyen terme n'a pas d'influence directe sur l'évolution de l'adhérence de la chaussée.

ChapitreIV. RESULTATS ET OBSERVATIONS

Nous présentons dans ce chapitre les principaux résultats obtenus et les différentes observations effectuées durant la période de suivi des planches expérimentales. Ces résultats et observations concernent:

- L'évolution des caractéristiques de surface et de l'état visuel de la chaussée;
- L'état de collage de la grille-enrobé;
- La portance de la chaussée mesurée par les deux appareils Déflectographe Lacroix et HWD.
- L'évolution des modules de surface.

1. Influence du renforcement en géogrille sur la portance de la chaussée (déflectographe Lacroix)

Le suivi du comportement des planches expérimentales et les résultats obtenus dans le chapitre précédent sont récapitulés dans la figure 4.1.

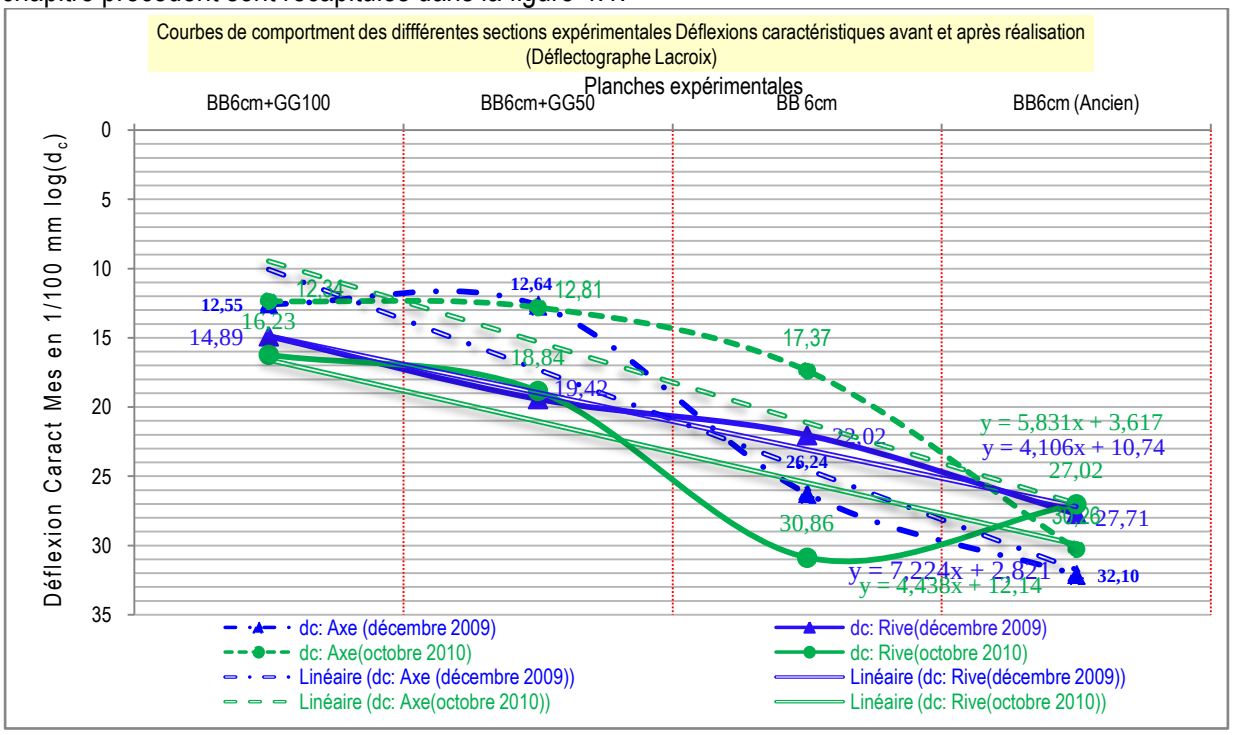


Figure 4.1. Evolution desdéflexions caractéristiques avant et après réalisation (déflectographe Lacroix)

Constatations: Les courbes des d_c des différentes planches ont une évolution progressive en fonction du renforcement réalisé. Les planches non renforcées enregistrent des déflexions élevées par rapport aux sections renforcées. La planche traitée avec de la géogrille d'une résistance à la traction de 100KN enregistre de faibles déflexions par rapport aux autres planches. Ce qui signifie une meilleure portance par rapport aux autres sections. Les courbes de tendances montrent l'évolution des déflexions par rapport au type de renforcement.

L'analyse des déflexions mesurées par déflectographe Lacroix en décembre 2009 et en octobre 2010, quatre (04) mois et quatorze mois (14) après la réalisation des planches expérimentales,ont mis en évidence les points suivants:

- Le renforcement par couche d'enrobé a fait diminuerles déflexions d'environ 94% à l'axe et 87% en rive de la chaussée par rapport à la chaussée avant réalisation des planches;
- Le renforcement par des géogrillea réduit les déflexions d'environ 2,3% à l'axe et 7,3% en rive de la chausséepar rapport à la planche témoin sans géogrille ;
- La géogrille d'une résistance à la traction 100KN a fait diminuer les déflexions (déflectographe Lacroix) d'environ 0,1% à l'axe et 2,6% en rive de la chausséecomparée à celle de 50KN.

2. Influence du renforcement en géogrille sur la portance de la chaussée (HWD)

2.1. Influence du renforcement en géogrille sur l'évolution des déflexions normalisées

Les courbes de déflexions normalisées du géophone central par point de mesure et à différentes températures de surface pour les deuxpériodes de l'annéesont représentées dans la figure 4.2.

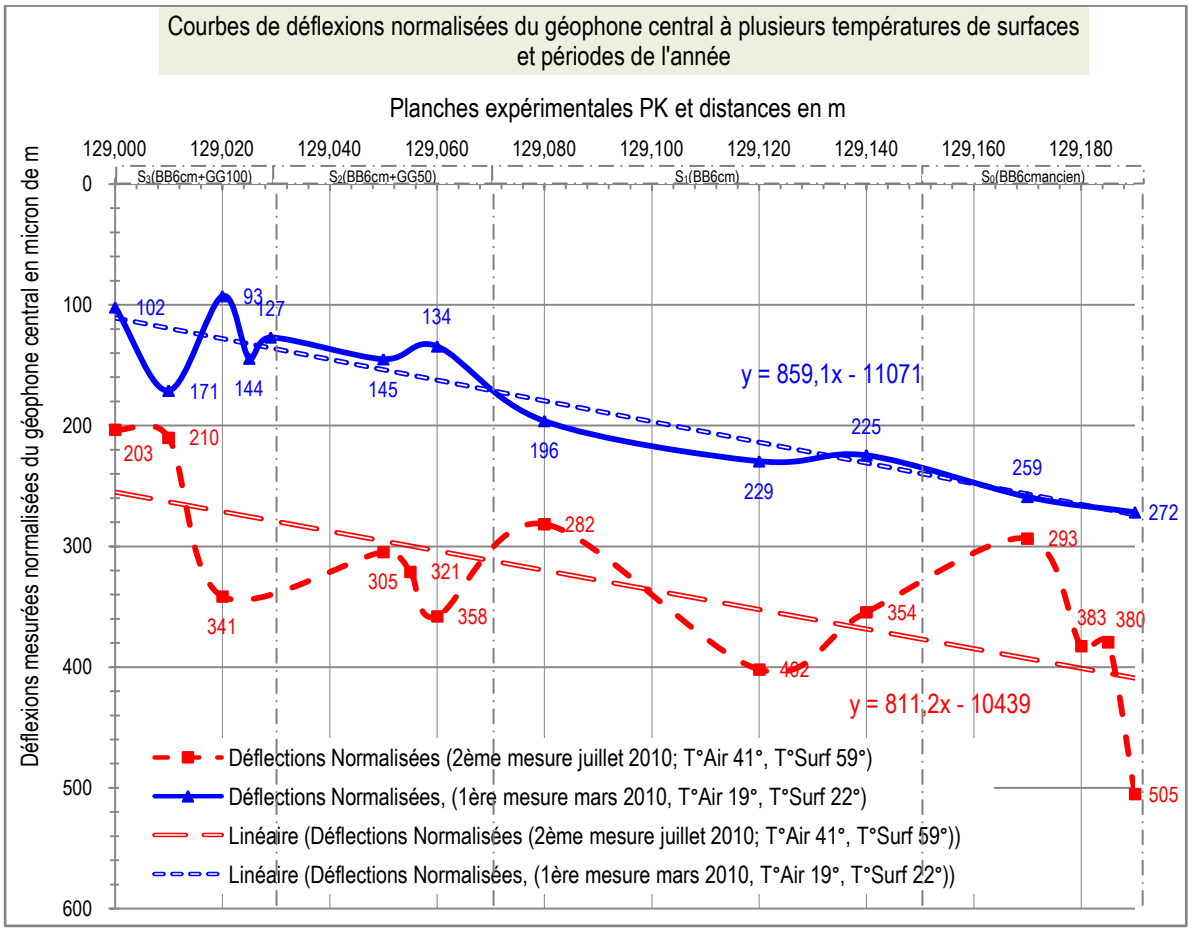


Figure 4.2. Courbes de déflexions normalisées du géophone central par point de mesure

Les courbes des déflexions normalisées des deux périodes de l'année (deux températures différentes) ont une évolution progressive positive en fonction du renforcement réalisé. Elles présentent des pentes de tendance linéaire qui se rapprochent. Les planches non renforcées enregistrent des déflexions normalisées plus élevées par rapport aux sections renforcées.

La planche traitée avec de la géogrille d'une résistance à la traction de 100KN enregistre de faibles déflexions normalisées par rapport aux autres planches. Ce qui signifie une meilleure portance par rapport aux autres sections. Les courbes de tendances montrent l'évolution des déflexions par rapport au type de renforcement pour les deux périodes.

2.2. Influence du renforcement en géogrille sur l'évolution des modules de surfaces calculés

Les courbes desmodules de surface calculés du géophone central par point de mesure et à différentes températures de surfaces pour les deux périodes de l'annéesont représentées dans la figure 4.3.

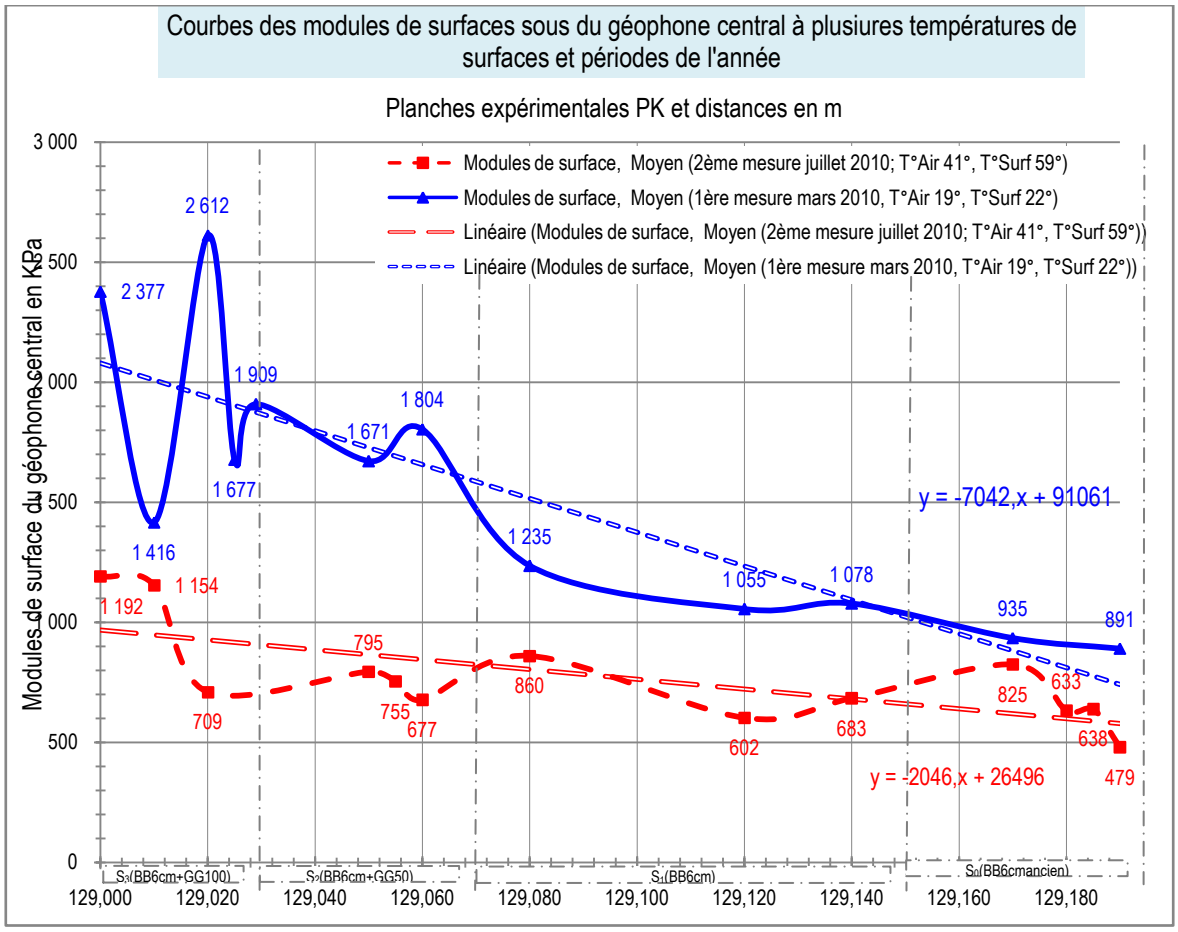


Figure 4.3. Courbes des modules de surfaces par point de mesure à plusieurs températures de surfaces

Les modules de surface calculés pour les deux périodes de l'année (deux températures différentes) par point de mesure ont une évolution progressive positive en fonction du renforcement réalisé avec des pentes des courbes de tendance linéaires qui se rapprochent. Les planches renforcées enregistrent des modules de surface plus élevés par rapport aux sections non renforcées.

La planche traitée avec de la géogrille d'une résistance à la traction de 100KN enregistre des modules de surface élevés par rapport aux autres planches. Ce qui signifie une meilleure portance par rapport aux autres sections. Les courbes de tendances montrent l'évolution des déflexions par rapport au type de renforcement pour les deux périodes de mesure. Pour les modules de surface, l'évolution est plus nette.

2.3. Comparaison des évolutions des déflexions normalisées et des modules de surface par point de mesure

L'évolution des déflexions normalisées et des modules de surface est représentée dans la figure 4.4.

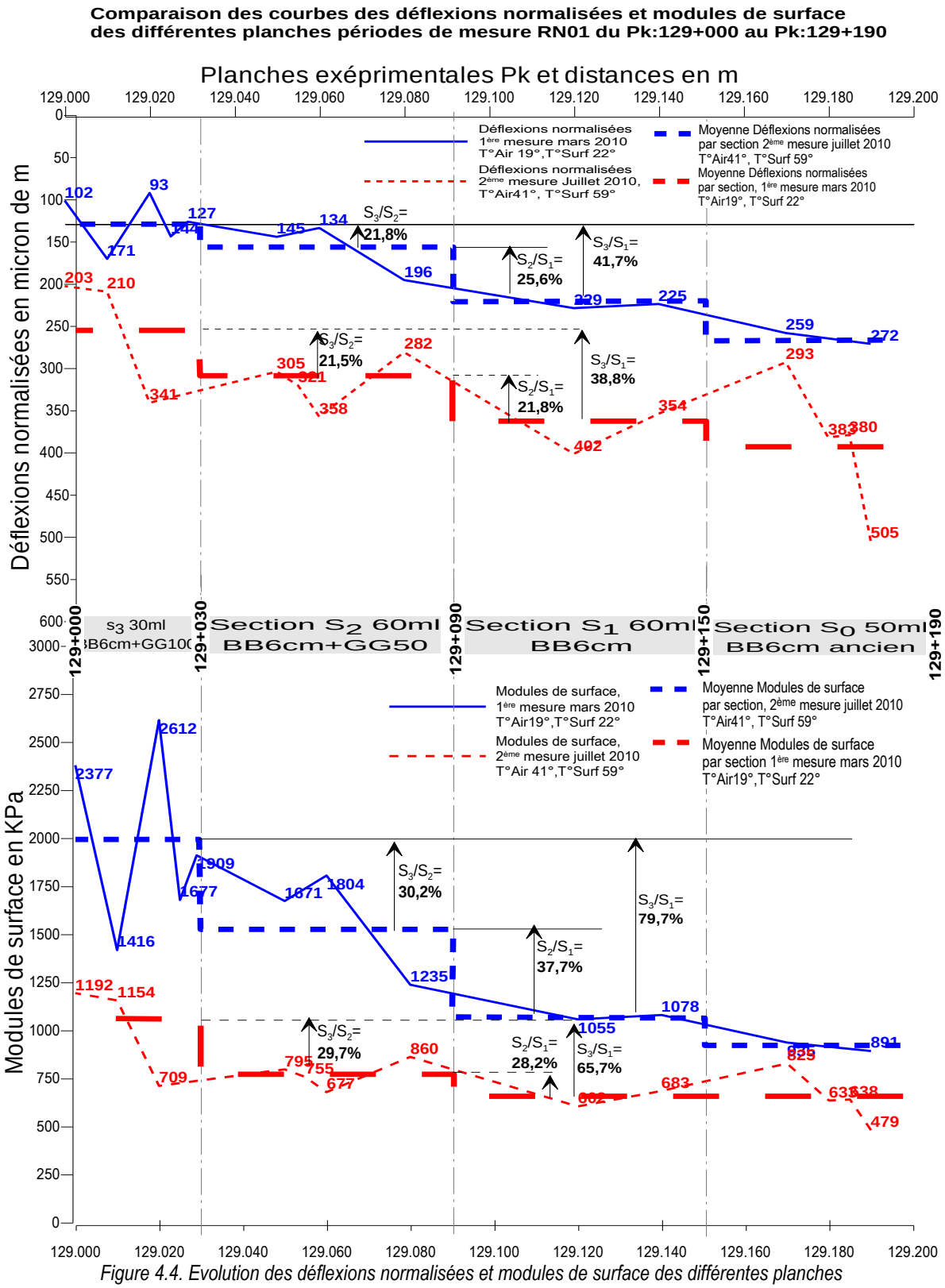


Figure 4.4. Evolution des déflexions normalisées et modules de surface des différentes planches

Les moyennes des déflexions et des modules de surface par planche,pour les deux périodes de l'année, croient en faveur du renforcement par géogrille.

Les deux paramètres évoluentinversement. Lorsque les déflexions normalisées augmentent, les modules de surface diminuent. La section qui a enregistré la moyenne des déflexions la moins élevée et la moyenne des modules de surface la plus élevée est la section renforcée avec de la

géogrilleprésentant une résistance de 100KN. Par contre les sections qui ont enregistré les moyennes des modules de surface les moins élevées sont les sections témoins non renforcées.

Ainsi, les planches renforcées en géogrilleprésentent une portance meilleure que celles non renforcées.

2.4. Comparaison des évolutions des moyennes des déflexions normalisées et des modules de surface

La comparaison des moyennes des déflexions normalisées et des modules de surface par planche est représentée par les histogrammes des figures 4.5.et 4.6.

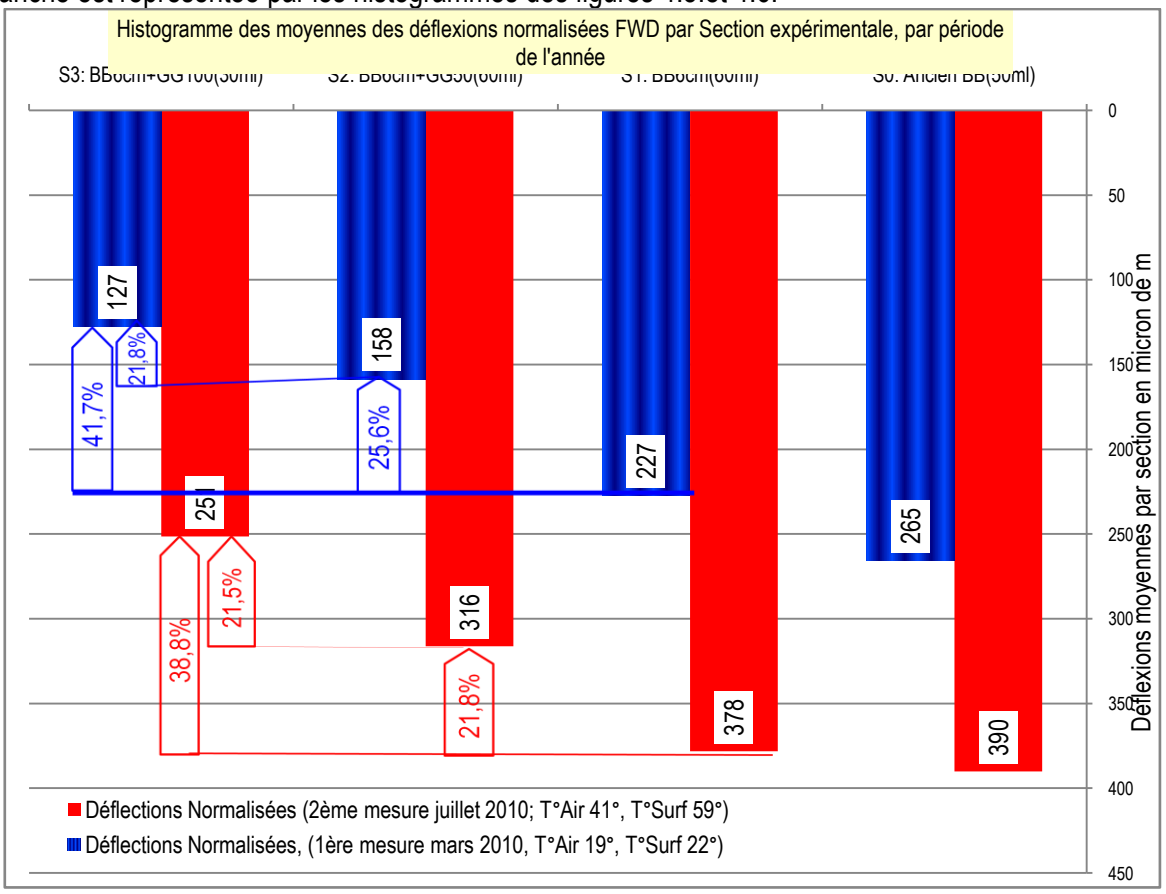


Figure 4.5.Histogrammes des moyennes des déflexions normalisées HWD par section expérimentale et par période de l'année

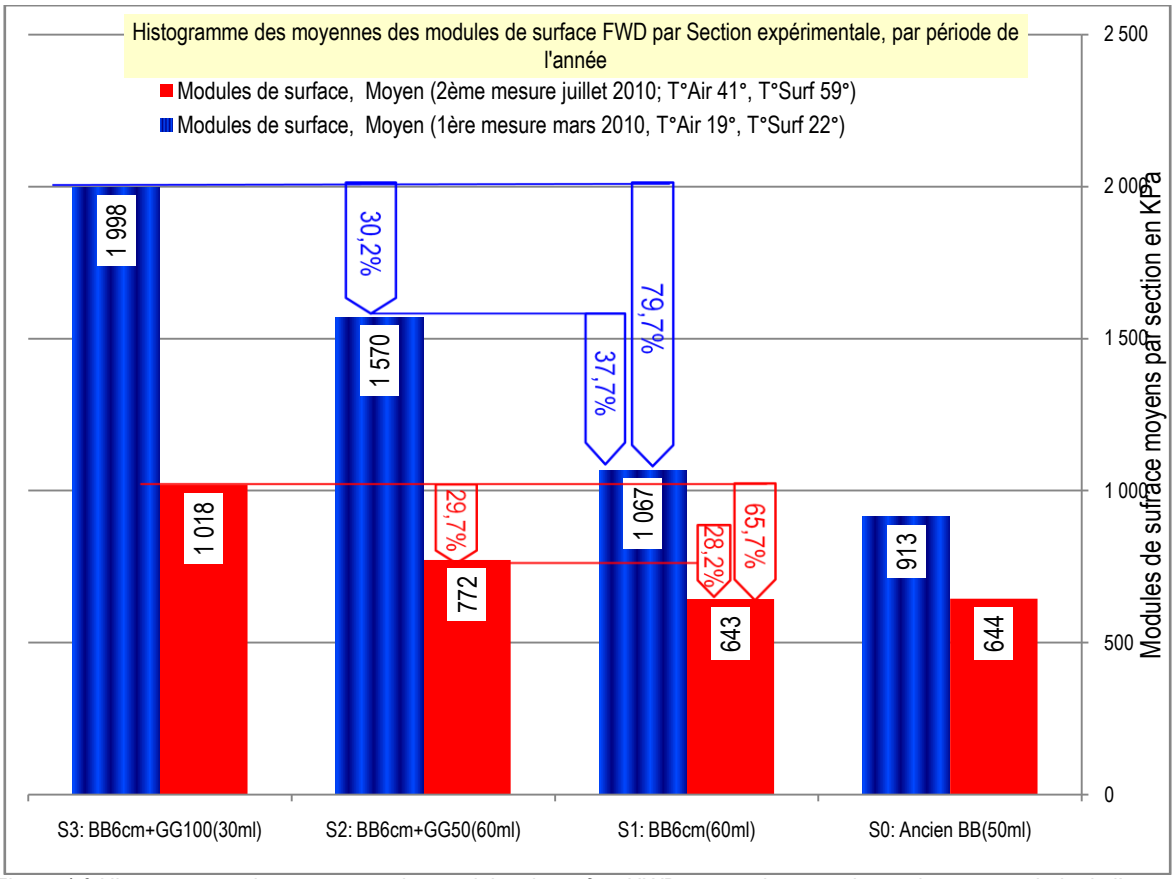


Figure 4.6.Histogrammes des moyennes des modules de surfaceHWD par section expérimentale et par période de l'année

Les planches renforcées en géogrille à base de fibre de verre enregistrent une portance meilleure que celles non renforcées. La portance de la chaussée augmente avec l'augmentation de la résistance à la traction de la grille. La planche renforcée par la géogrille à 100KN de résistance à la traction est plus portante que celle à 50KN.

La comparaison des relevés des déflexionsHWD réalisés après les travaux à plusieurs périodes et températures ont permis de confirmerles bons résultats des sections renforcées. Les déflexions des sections témoins (sans géogrille) sont supérieures auxdéflexions enregistrées par les planches renforcées. Ce constat met en évidence le fort potentiel d'utilisation des géogrilles à base de fibres de verre dansle contexte de renforcement des chaussées souples sous circulation.

Une analyse plusrigoureuse est recommandée avant de statuer sur les conséquences d'un tel constat et sur ladurée de vie de la chaussée. Plusieurs facteurs doivent être considérés, entres autres lefait que les sols supports ne doivent pas subir de variations importantes de rigidité liées augel et au dégel.

2.5. Evaluation du gain en portance des sections renforcées pargéogrille

La figure 4.7. représente l'évolution les moyennes des déflexions normalisées et les modules de surface.

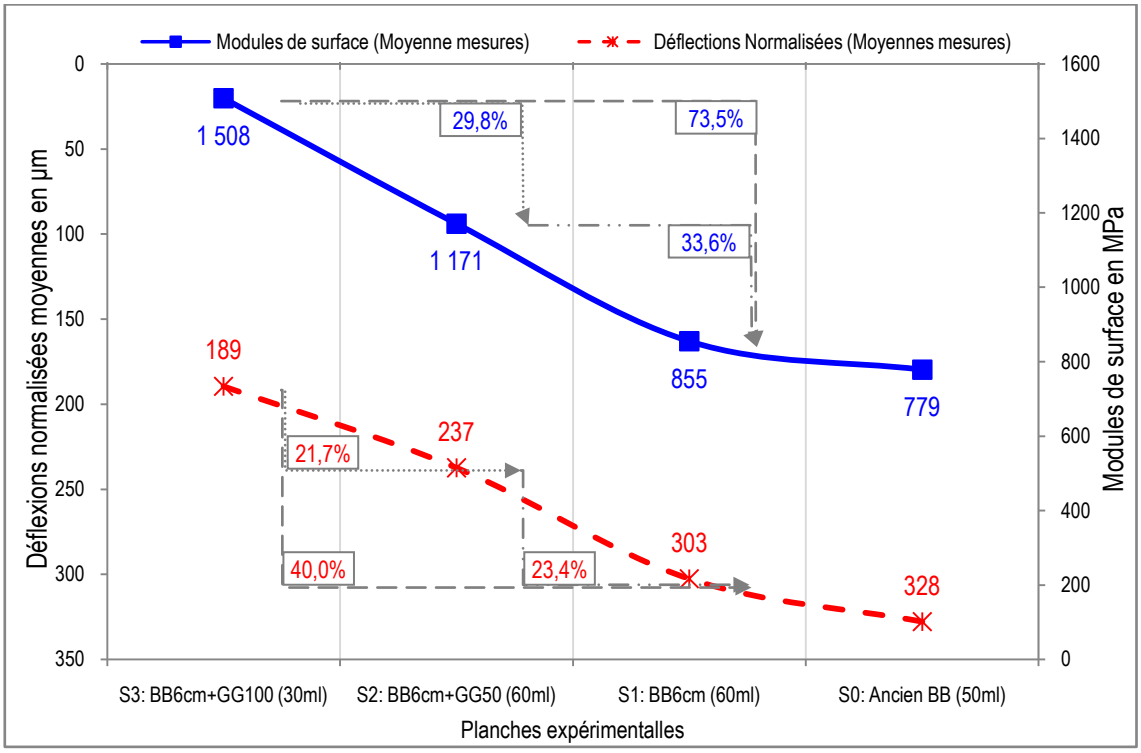


Figure 4.7.Evolution des moyennes des déflexions normalisées et des modules de surface par section expérimentale

L'analyse des résultats obtenus après exploitation des données acquisespar l'appareil HWDpour les deux périodes de l'année (mars et juillet 2010) après sept (07) mois et onze (11) mois de la réalisation des planches expérimentales nous ont permis d'évaluer le gain apporté par le renforcement en termes des déflexions et des modules de surface.

Le renforcement de la chaussée souple par les géogrilles de 50 kNréduit les déflexions normalisées de 23,4% par rapport à la planche témoin. Cette réduction atteint 40,0% pour les géogrilles de 100kN.

Le gain en module de surface est évalué à unminimum de 29,8% et à un maximum de 73,5%.

La géogrilled'une résistance à la traction de 100KN a réduitles déflexionsnormalisée d'environ 21,7%et a fait évoluer le module de surface de 29,8 %par rapport à celle de 50KN.

La résistance à la traction de la géogrille est un élément prépondérant dans la tenue et laportance des chaussées souples.

3. Conclusion du quatrième chapitre

Le suivi du comportement des planches expérimentales sur plusieurs périodes, 01, 06, 11 et 21 mois après réalisation des planches et les constats faits à chaque étape suivant les échéanciers arrêtés depuis le démarrage des travaux donnent naissances aux remarques suivantes:

- Suivi visuel du comportement : après 21 mois de la réalisation, les planches non renforcées commencent à donner des signes de légères dégradations (apparition des signes d'orniérage). Les autres planches renforcées ne présentent aucun défaut visuel apparent. L'orniérage est une dégradation qui renseigne sur l'incapacité structurelle du corps de chaussée à supporter le trafic.
- Suivi du comportement de la grille et état du collage: après 18 mois de la réalisation, le collage est parfait entre la géogrille et les deux couches d'enrobé (ancienne et nouvelle) avec intégration totale de la géogrille. Les épaisseurs du corps de chaussée mesurées par carottage sont confirmées par les résultats du géoradar.
- Suivi de l'évolution de la portance de la chaussée :
    - L'influence du renforcement sur la qualité structurelle de la chaussée est mise en évidence par les deux appareils déflectographe Lacroix et HWD. Les planches renforcées avec géogrille enregistrent des déflexions moins élevées que les planches témoins non renforcées. De même, la planche traitée avec de la géogrille d'une résistance à la traction de 100KN enregistre de faibles déflexions par rapport aux autres planches.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'augmentationde la portance d'une chaussée souple par un renforcement léger demande un investissement lourd et une quantité importante de matériaux (granulats et bitumes).Plusieurs études ont montré que le renforcement des chaussés souples par géogrilles à base de fibre de verre s'avère un moyen efficace et économique à moyen et long termes.

Ces études ont mis en évidence la réduction et le ralentissement des fissures ascendantes des couches inférieures vers la couche de surface. De même, elles ont démontré que ces renforcements diminuent considérablement les déflexions des chaussées tout en augmentant le module de surface (module apparent, appelé module Boussinesq), phénomènes qui se répercutent positivement sur la durée de vie de la chaussée.

Les dégradations de revêtement bitumineux s'accentuent en fonction des sollicitations provenant du trafic. La grille à base de fibres de verre réduit les pics de contraintes provoquées par les charges élevées qui s'exercent sur la couche de revêtement et protègent, ainsi, la chaussée des différentes dégradations.Cette protection se traduit par :

- Une durée de vie plus longue de la chaussée,
- Des travaux d'entretien moins fréquents et moins couteux.
- Des réductions des épaisseurs de la chaussée renforcée d'où la diminution des quantités de matériaux à mettre en œuvre.
- La réduction des durées de réalisation.
- Le gain en énergie de fabrication de l'enrobé bitumineux.
- La valorisation des déchets de verre qui sera industrialisée.

Compte tenu de tous ces aspects positifs, les couches d'enrobés renforcées par des grilles à base de fibre de verre présentent donc des avantages considérables au niveau économique.

Le présent travail, basé sur une étudeexpérimentale sur site et au laboratoire, s'est intéressé à l'estimation de l'apport en portance des renforcements en géogrille à base de fibres de verre. Cette portance de la chaussée est valoriséepar ladiminution des déflexions et l'augmentation des modules de surface.

A la lumière des résultats et observations présentés dans ce mémoire, les points suivants peuvent êtreretenus:

- Le suivi des déflexions, mesurées par déflectographe Lacroix avant 04 mois et après 14 mois de la réalisation des planches expérimentales ont montré que les déflexions les plus faibles sont mesurées sur la section renforcée par la géogrille présentant une résistance à la traction de 100KN et que l'influence de la caractéristique principale de la géogrille, en l'occurrence sa résistance à la traction, est mise en évidence par le taux de diminution de la déflexion. Le renforcement par géogrille de 100 kN réduit les déflexions de la chaussée d'environ 0,1% à l'axe et 2,6% en rive, en comparaison avec la géogrille de 50 kN.
- Les déflexions mesurées par l'appareil HWD et les modules de surfaces calculés 07 mois et 14 mois après réalisation des planches ont montré que les déflexions normalisées et des modules de surfaces évoluent inversement en fonction de la nature du renforcement. Les planches renforcées enregistrent des déflexions plus faibles et des modules plus élevés comparées aux

planches non renforcées. La même évolution est enregistrée pour les planches renforcées avec la géogrillede 100KN par rapport à celle de 50KN.

- Le renforcement de la chaussée souple par les géogrilles de 50 kN réduit les déflexions normalisées de 23,4% par rapport à la planche témoin. La réduction atteint 40,0% dans les planches d'essai renforcées par les géogrille de 100 kN.
- Le gain en module de surface est évalué à un minimum de 29,8% et à un maximum de 73,5%.
- La géogrille d'une résistance à la traction de 100KN a réduit les déflexions normalisées d'environ 21,7% et a fait évoluer le module de surface de 29,8 % par rapport à celle de 50KN.

Les essais effectués au laboratoire sur des éprouvettes prismatiques renforcées et des éprouvettes témoins, ont pu mettre en évidence l'apport significatif des géogrilles en termes de module de rigidité complexe et de comportement en fatigue. Pour l'essai de fatigue, les résultats ont montré une nette différence en terme de résistance entre les éprouvettes témoins et celles renforcées.Le gain en durée de vie, pour les éprouvettes renforcées, est évalué entre 25% et 85%.

En ce qui concerne le module complexe évalué par l'essai de fatigue, nous avons pu constater que pour des nombres de cycles identiques, les éprouvettes renforcées enregistrent des modules complexes plus élevés comparativement à celles non renforcées. Le rôle du renforcement est mis en évidence par la résistance des éprouvettes renforcées au nombre de cycles appliqués, ce qui traduit une durée de vie plus élevée. Le gain moyen en durée de vie apporté par la grille est d'environ 41% par rapport à la durée de vie de l'éprouvette témoin

Les perspectives et les recommandations pour des recherches futures éventuelles peuvent être articulées autour des points suivants :

- ✓ Réaliser plusieurs essais de fatigue pour une compréhension meilleuredu mode de fonctionnement de la géogrille, dela relation entre la résistance à la traction de la grille et la portance structurelle de la chaussée et de son comportement sous trafic.
- ✓ Etudier la variation des déflexions en fonction de la variation de la température;
- ✓ Réaliser des essais de fatigue avec des composites enrobés à module élevé-géogrille.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Guide technique du SETRA/LC, (Décembre 1994), «Conception et dimensionnement des structures de chaussées ».

[2] Pr, André-Gilles Dumont, AS. Jean-Claude Turtschy, Dr. T.Pucci, Ing. Marc FontanaLaboratoire des voies de circulationLAVOC, EPFLausane, Ivan Scazziga, Ing. Dipl. ETH-VIAGROUP Winterthur et Romanel,(2001), **«** Analyse des modèles de comportement des chaussées».

[3] Catalogue des structures de chaussées, Guide technique pour l'utilisation des matériaux régionaux d'Ile de France, Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien, (Décembre 2003).

[4] Denis St-Laurent, ing. M.Sc.Université de Sherbrooke, (Mars 2010), « Le dimensionnement des structures de chaussées souples ».

[5] Cours :Dr Claude Bruxelle, ing, M.Ing. Université du Québec-Ecole de technologie supérieure « Construction et dimensionnement des chaussées »

[6] Collection « les outils » SETRA, (décembre 2009), « Les renforcements de chaussées –diagnostic-guide technique ».

[7] Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés Groupe de travail RST, (Septembre 2007), « Formulation des enrobés».

[8] Guide technique, SETRA-CFTR, (mars 2006), « Fabrication des enrobés à chaud en continu »

[9] Yann LEFEUVRE, Ecole nationale des ponts et chaussées, **(**Mars 2001), « Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux ».

[10] Bassem Ali, Laboratoire de Mécanique de Lille et Ecole polytechnique de Lille, (octobre 2007), « Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées : application à l'analyse de l'orniérage ».

[11] F.CHAIGNON et J.C.ROFFE, IBEF France, (novembre 1999), « Essais de caractérisation des couches d'accrochages : Enquête mondiale, pertinence, essais développés, recommandations », congrès ISAET (International Symposium on Asphalt Emulsion Technology) à Washington.

[12] R.W.SarsbyWoodhead Publishing Textiles Cambridge England, (2007), « Geosynthetics in civil engineering».

[13] **MTQ,** Direction du laboratoire des chaussées, Bibliothèque nationale du Canada, (Octobre 2004), « Pose d'un géosynthétique au niveau de l'infrastructure de la chaussée ».

[14] St-Laurent, Denis, Laboratoire des chaussées Québec**,** (octobre 2004)**, «** Guide d'utilisation des géosynthétiques de séparation et de renforcement des chaussées ».

[15] J. HUBERT, Bulletin de Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées n° 11 (de jan-fév. 1965), « Le déflectographe Lacroix, modèle 1964 ».

[16] Robert Braber, ingénieur dipl. HTS, InfralabSA, Lausanne, Route et trafic N°11/Novembre 2008, « Mesures de la planéité longitudinale – nouvelle approche Un confort de roulement insuffisant malgré des exigences conformes».

[17] M.W. Sayers, et S.M., Karamihas. (Séptembre 1998), « The little book of profiling UMTRI, The Regent of the University of Michigan ».

[18] Organisme de Coopération et de Développement Economiques, France, (2001), « Indicateurs de performances pour le secteur routier-Résumé des essais sur le terrain ».

[19] Coppens Tijn. RGRA 1992, « Utilisation de fibres de verre pour renforcer les enrobés **».**

[20] CETE de Lyon, laboratoire d'Autun, 6DSolutions, (février 2006), « Essai de retrait flexion anti remontée de fissure ».

[21] Manuel **:** Appareils d'auscultation des routes - Matériels mlpc développés par le LCPC.

[22] Office fédéral des questions conjoncturelles PI-BAT, (1991), « Entretien et rénovation des constructions Techniques d'auscultation des ouvrages de génie civil ».

[23] Pr. Chen-Ming Kuo, Dr.Tsung-Rung Hsu, National Cheng Kung University, Taiwan, (2002), «Traffic Induced Reflective Cracking on Pavements with Geogrid-einforced Asphalt Concrete Overlay».

[24] Guide technique, SETRA, (mars 2009), « Les renforcements de chaussées, Diagnostic et conception ».

[25] Guide des renforcements des chaussées. Direction des routes, CTTP, (Décembre 1992).

[26] Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, Direction des routes, CTTP, (Novembre 2001);

[27] P.AUTRET, M.BOUTONNET, M.BRENGARTH, M.DAUZATS, P.DIGUAT, B.FAURE, M.PAILLARD et M .SIIERT, LCTP et LRPC d'Aix-en-Provence, Autun, Bordeaux, Clermont-Ferrand, Nancy et Ouest-Parisien, (1977), « Guide d'auscultation des chaussées souples ».

[28] Mehdi OuldHenia et Robert Braber, Revue Route et trafic n°7-8 juillet/Aout 2008 « FallingWeightDéflectomètre et déflectographe Lacroix : Comparaison, domaine d'application et perspectives ».

[29] Coppens M.H.M, Wieringa (1993) « Dynamic testing of glass fibre reinforced asphalt »..

[30]Doligez D., Coppens M.H.M. (1996). Fatigue improvement of asphalt reinforced by glass fibre grid. Proc., 2nd International RILEM Conference – Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium.

[31] Rigo J.M. (1993) "General Introduction, Main conclusion of 1989 Conference on Reflective cracking in Pavements, and future prospects".RILEM Liège.

[32] HemaSiriwardane, Raj Gondle et Bora Kutuk *West Virginia University, Morgantown, West Virginia, U.S.A (*janvier 2008), « Analysis of flexible pavements reinforced with geogrids.

[33] Swedish National Road Administration « Whole body vibration », Publ. 2000 : 3IE (2002).

[34] Sayers M.W., Gillespie T.D., Queiroz A.V. «The international road roughness experiment », World Bank Technical paper N°45 (1986).

[35] Guide technique avis technique, CFTR, (Novembre 2003), « Enrobés, revêtements superficiels, liants modifiés ou spéciaux pour enrobés et revêtement superficiels ».

[36] Méthode d'essai LPC n°39, (Avril 1997), « Etudes routières, Déformabilités de surface des chaussées-Exécution et exploitation des mesures ».

[37] Méthode d'essai LCPC n°70, (Mars 2009), « Auscultation dynamique des structures de chaussées ».

[38] Rapport :Rachid TABBOUCHY, Chef du service auscultation des chaussées au CNER « Modèles d'évolution de déflexion des chaussées ».

[39] S.Grenier et J.M. Konrad (Groupe Qualitasinc., Montréal Université Laval, Québec) « Détermination des propriétés viscoélastiques d'un enrobé bitumineux à l'aide des essais HWD ».

[40] S.GRENIER, Thèse Université Laval, Québec, (2007), « Analyse dynamique du déflectomètre à masse tombante».

[41] Anne MILLIEN et K. EL AYADI, B.PICOUX, C.PETIT, GEMH, Centre universitaire d'Egletons, Université de Limoges, (septembre 2008), « Modélisation des chaussées apport des essais HWD ».

[42] Infralab S.A. Praz Roussy, (2001), « Information sur le fallingWeightDeflectometer ».

[43] M. BROUTIN, Ecole nationale des ponts et chaussées, (juin 2011), « Assessment of flexible airfield pavements using Heavy WeightDeflectometers.

[44] Rapport final de l'action TRANSPORT RESEARCH COST336,(2006),«Falling Weight Deflectometer».

[45] Dynatest International A/S, Guide du logiciel ELMOD6 « Evaluation of Layer Moduli and Overlay Design ».

[46] Doligez D.,(2008), «Une technique économiqued'entretien des chaussées pour conserver durablement le patrimoineroutier ».

[47] Notice technique, enrobé armé COLGRILL R, COLAS, (Juin 2004).

[48] Centre des Départements Spécialisés CEBTP Département Etudes et ingénierie Domaine de Saint – Paul,France, (juin 1996) « Rapport d'essais SRT »

[49] F.Barthélémy (BRGM–REM)-St GobainVetrotex,(2002), « Fibre de verre un point sur le renforcement des nouveaux matériaux ».

[50] Jean-Pierre Kerzreto, Jean-Paul Michaut et Pierre Homych, RGRA n°890 (décembre 2010-janvier 2011), « Enrobé armé de grille en fibre de verre Test sur le manège de fatigue de l'IFSTTAR ».

[51] E.GODARD, Colas, T.COPPENS Netherlands Pavement Consultant, D.DOLIGEZ, CHOMARAT, RGRA n°713, (1993), « Enrobé armé d'une grille en fibre de verre Comportement à la fatigue ».

[52] J.Scherer**,** CleverreinforcementCompanyBrunnen, (février 2011), « Treillis d'armatures S&B pré-enrobés de bitume ».

[53] Méthode d'essai LCPC n°46 Version 2.0, (juillet 2009), « Mesure de l'uni longitudinal des chaussées routières et aéronautiques, Exécution et exploitation des relevés profilométriques ».

[54] CFTR-info n°07 Juillet 2002, « Aide au choix des couches de roulement vis-à-vis de l'adhérence ».

[55] CFTR-info n°11 Mars 2005, « Mesure de l'adhérence des chaussées routières ».

[56] Méthode d'essai LCPC n°50 Version 2.0, Avril 2006, « Mesure de l'adhérence des chaussées routières et aéronautiques».

[57] J.W.Hall, K.L.Smith and L.Titus-Glover, NCHRP, (février2009), « Guide for Pavement Friction ».

[58] Coppens T. et Doligez D., RGRA n°710, (Septembre 1993), « Comportement d'un enrobé renforcé d'une armature en fibres de verre ».

[59] Méthode d'essai LPC n°43, (Novembre 1996), « Exécution et exploitation des carottages de chaussée ».

[60] Rapport de test du Laboratoire fédéral pour l'essai des matériaux et institut de recherche pour l'industrie, la construction et les arts et métiers (EMPA), Dubendorf, Suisse.

[61] MTP-CTTP, (février 2004), « Recommandations algériennes pour l'utilisation des bitumes et enrobés bitumineux ».

[62] S.SchmidtGéoradar Services – Montenol, (Mai 2006), « Le géoradar-Principe et applications ».

[63] RGRA-USIRF, (septembre 2006), « Les émulsions de bitumes ».

[64] RGRA-USIRF, (décembre 2001), « Les enrobés bitumineux Tome 1».

[65] RGRA-USIRF, (décembre 2003), « Les enrobés bitumineux Tome 2».

[66] Circulaire DR n°1984-50 (1984), Spécifications exprimées par rapport à l'index CAPL25.

[67] Union des professionnels suisses de la route(VSS)SN (1977), « Planéité, contrôle de la géométrie et exigences », (SN 640-520 et 521).

[68] Georges JEUFFROY, (1983), « Conception et construction des chaussées » Cours de l'école nationale des ponts et chaussées.

[69] EVED, « Etude des méthodes d'auscultation et d'observation des chaussées; EVED-Rapport de recherche 166 », (1988).

[70] Guide technique, CSTR-SETRA, (Novembre 1988), « Renforcement en enrobés à module élevé en traversée d'agglomération ».

[71] Note d'information n°07-juillet 2002- Cftr info - du comité français pour les techniques routières – « Aide au choix des couches de roulement vis-à-vis de l'adhérence ».

[72] Note d'information n°11-Mars 2005- Cftr info - du comité français pour les techniques routières – « Mesure de l'adhérence des chaussées routières ».

[73] Méthode d'essai des lpc n°50 Version 2.0, (Avril 2006), « Mesure de l'adhérence des chaussées routières et aéronautiques ».

[74] Comité Stratégique « Ingénierie Industrielle, Biens d'équipement et matériaux » AFNOR, (Document n°312 du 26/01/2011), « Etat des lieux de la normalisation -Matériaux composites ».

ANNEXES

Annexe n°01

Tableau 1. Résultats des déflexions mesurées, moyennes et caractéristiques par section expérimentale

LocalisationPK	Déflexions mesurées d_i par point en 1/100 mm (Date de mesure : Avril 2009)			Distance entre points (m)	Nbre de points	Déflexion Moyenne 1/100 mm $m = \frac{\sum_1^n d_i}{n}$		Déflexion caractéristique 1/100 mm $d_c = m+2x\sigma$		Distances Partielles
129+000	Axe	Rive	Linéaire en m		(n)	Axe	Rive	Axe	Rive	(m)
129+001	162,337	135,822	0	4,00	8	160,42	90,98	259,26	159,24	33,0
129+006	144,213	78,053	4	5,00						
129+010	196,385	152,682	9	4,00						
129+014	173,729	68,992	13	4,00						
129+018	209,594	65,367	17	4,00						
129+022	111,534	74,428	21	4,00						
129+026	72,341	63,555	25	4,00						
129+030	213,252	88,926	29	4,00						
129+034	122,59	58,119	33	4,00	15	175,13	82,55	271,64	155,18	59,0
129+038	209,594	72,616	37	4,00						
129+042	213,252	165,861	41	4,00						
129+046	162,393	116,949	45	4,00						
129+050	111,534	52,682	49	4,00						
129+054	102,197	35,822	53	4,00						
129+058	209,594	35,822	57	4,00						
129+062	209,594	78,053	61	4,00						
129+065	177,343	103,238	65	3,00						
129+069	205,935	118,663	68	4,00						
129+073	148,882	79,865	72	4,00						
129+077	209,594	97,987	76	4,00						
129+081	92,349	45,249	80	4,00						
129+085	211,423	110,094	84	4,00						
129+089	240,688	67,18	88	4,00						
129+093	194,785	74,428	92	4,00	16	192,00	73,00	307,71	143,76	61,0
129+096	148,882	59,931	96	3,00						
129+100	318,002	50,87	99	4,00						
129+104	213,252	37,707	103	4,00						
129+108	213,252	94,27	107	4,00						
129+112	192,349	113,12	111	4,00						
129+116	172,341	122,624	115	4,00						
129+120	177,848	45,249	119	4,00						
129+124	148,882	40,166	123	4,00						
129+128	79,844	40,166	127	4,00						
129+132	238,859	67,18	131	4,00						
129+135	240,688	39,593	135	3,00						
129+139	89,848	43,364	138	4,00						
129+143	218,536	149,515	142	4,00						
129+147	213,252	78,053	146	4,00						
129+150	211,423	111,808	150	3,00						
			Total :	153	39					153

Annexe n°02

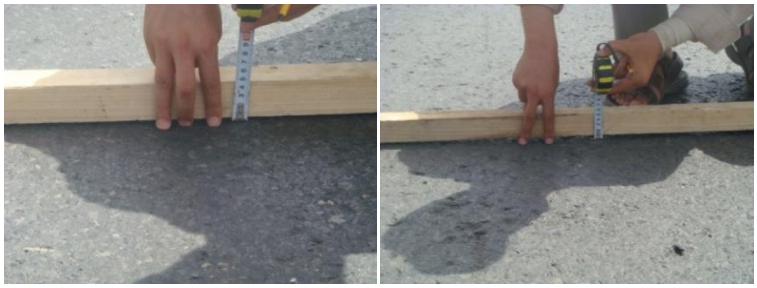
Figure 1. Photos prises avant réalisation destravaux et Présentation des dégradations enregistrées par photos des sections expérimentales



RN01 Pk129+145 (ornière dans les passages des roues de chaque rive avec des profondeurs d'orniérage variables



RN01 Pk129+135 (arrachement axial dans l'axe de la voie suivi d'une fissure longitudinale et quelques fissures à mailles larges, Mesure de la profondeur d'orniérage, RN01 Pk :129+130 Ornière suivi d'arrachements RN01 Pk :129+120 Ornière



RN01 Pk:129+110 (Ornière suivi de fissures à mailles larges)-RN01 Pk :129+130 (Ornière, arrachements et fissures)





RN01 Pk :129+100 (Ornière suivi de fissures transversales)-RN01 Pk :129+095 (Ornière, arrachements et fissures)



RN01 Pk :129+090 (Ornière suivi de fissures et faïençage traité temporairement)-RN01 Pk :129+085 (Ornière sur axe des roues, fissures longitudinales et obliques), RN01 Pk:129+080 (fissures longitudinales et obliques à 2m de la rive, arrachements et départ des matériaux)



RN01 Pk:129+080 (Ornière suivi de fissures et faïençage traité temporairement)-RN01 Pk:129+070 (arrachements localisés, fissures longitudinales et transversales suivi d'un faïençage à mailles larges)



RN01 Pk:129+060 (fissures longitudinales et transversales suivi d'un faïençage à mailles larges coté rives, arrachements localisés))-RN01 Pk :129+050 (arrachements localisés, fissures longitudinales et transversales suivi d'un faïençage à mailles larges, purges des sections faïencées traitées auparavant)





RN01 Pk :129+040 (fissures longitudinales, transversales et obliques sur les deux voies, arrachements localisés)-RN01 Pk :129+040 (cassures dans les rives de la chaussée, fissures longitudinale à 50cm de la rive)



RN01 Pk :129+035 (cassure coté rive et fissures longitudinales sur l'extrémité de la voie), RN01 Pk :129+030 (fissures longitudinales sui d'un faïençage localisé sur l'axe de la voie)-RN01 Pk :129+030 (arrachement localisé et glaçage sur le passage des roues)



RN01 Pk :129+020 (faïençage traités suite à un faïençage localisé à mailles fines suivi de fissures longitudinales sur la voie et cassures à 30cm des rives de la chaussée)-RN01 Pk :129+020 (fissures longitudinales dans l'axe de la voie et un léger arrachement localisés)



RN01 Pk :129+010 (plusieurs fissures longitudinales dans l'axe de la voie suivi d'un faïençage à mailles larges et début de bourrelets localisés)-RN01 Pk :129+005 (faïençage localisé suivi de bourrelets coté rive de la chaussée, écrêtage localisé réalisé suite à l'apparition d'ornière important devenu dangereux traité auparavant, RN01 Pk:129+000 (plusieurs fissures longitudinales dans l'axe de la voie et au rive suivi d'un faïençage à mailles larges et début de bourrelets localisés écrêtage localisé réalisé suite à l'apparition d'ornière important devenu dangereux traité auparavant)-RN01 Pk:129+000 (fissures longitudinales et faïençage localisé suivi de bourrelets coté rive de la chaussée, écrêtage localisé réalisé suite à l'apparition d'ornière important devenu dangereux traité auparavant)

Annexe n°03

Tableau 2. Calcul sous Alizé-Lcpc- Dimensionnement des structures de chaussées selon la méthode rationnelle Lcpc-Sétra

Signalement du calcul :

- données Structure : saisie écran, sans nom
- titre de l'étude : RN01Pk129+000 au pk129150(AncChaussée)

Nombre de couches : 03

Données Chargement :

- jumelage standard : 65 kN
- pression verticale : 0,6620 Mpa
- rayon de contact : 0,1250 m
- entraxe jumelage : 0,3750 m

Compression +
Traction -

Unités : m, MN et Mpa ; déformations en µdéf ; déflexions en mm/100

Tableau 1 (synthèse) :

Tractions principales majeures dans le plan horizontal XoY etcompressions principales majeures selon la verticale ZZ ; déflexion maximale

Niveau de calcul	Caractéristiques des couches	ε_t horizontale (x 10^{-6})	σ_t horizontale (en Mpa)	ε_z verticale (x 10^{-6})	σ_z verticale (en Mpa)	Matériaux
0,000m 0,200m	h=0,200m E=2000,0 Mpa υ= 0,350	485 -495	1,72 -1,36	-388 461	0,662 0,043	Enrobé existant
Collée (z=0,200m)						
0,200m 0,500m	h=0,300m E=40,0 Mpa υ= 0,350	-495 -651	-0,004 -0,029	1120 936	0,043 0,018	Grave Non Traitée ancienne chaussée
Collée (z=0,300m)						
0,500m	h=infini E=10,0 Mpa υ= 0,350	-651	0,000	1760	0,018	PF2 Non traitée
Déflexion maximale = 271,33 mm/100 (entre-jumelage) Rayon de courbure = 150,3 m (entre-jumelage) Rxd = 41063,46 m x mm/100						

Annexe n°04

Tableau 3. Calcul sous Alizé-Lcpc- Dimensionnement des structures de chaussées selon la méthode rationnelle Lcpc-Sétrade la structure renforcée

Signalement du calcul :

- données Structure : saisie écran, sans nom
- titre de l'étude : RN01Pk129+000 au pk129150(Chaussée Renforcée)

Nombre de couches : 03

Données Chargement :

- jumelage standard : 65 kN
- pression verticale : 0,6620 Mpa
- rayon de contact : 0,1250 m
- entraxe jumelage : 0,3750 m

Compression +
Traction -

Unités : m, MN et Mpa ; déformations en µdéf ; déflexions en mm/100

Tableau 1 (synthèse) :

Tractions principales majeures dans le plan horizontal XoY etcompressions principales majeures selon la verticale ZZ ; déflexion maximale

Niveau de calcul	Caractéristiques des couches	ε_t horizontale (x 10^{-6})	σ_t horizontale (en Mpa)	ε_z verticale (x 10^{-6})	σ_z verticale (en Mpa)	Matériaux
0,00m 0,060m	h=0,060m E=6000,0 Mpa υ= 0,350	221 -26,3	2,28 0,418	-151 -59,1	0,662 0,524	Nouvelle couche d'enrobé
Collée (z=0,200m)						
0,060m 0,260m	h=0,200m E=2000,0 Mpa υ= 0,350	-26,3 -307	0,264 -0,849	-41,1 285	0,524 0,021	Enrobé existant
Collée (z=0,200m)						
0,260m 0,560m	h=0,300m E=40,0 Mpa υ= 0,350	-307 -349	-0,06 -0.016	611 510	0,021 0,010	Grave Non Traitée ancienne chaussée
Collée (z=0,300m)						
0,560m	h=infini E=10,0 Mpa υ= 0,350	-349	0,000	963	0,010	PF2 Non traitée
Déflexion maximale = 195,84 mm/100 (entre-jumelage) Rayon de courbure = 277,96 m (entre-jumelage) Rxd = 54435,33m x mm/100						

Annexe n°05

Tableau4. Résultats de la mesure de la densité en place des accotements

PK	Position	Résultats in situ			Références O.P.M.		Compacité %	Norme
		γ_h t/m3	γ_d t/m3	W%	γ_d t/m3	W%		
129+150	CD	2,193	2,087	5,08	2,16		96,66	NFP 94-061-1
129+130	CD	2,197	2,090	55,1	2,16		96,76	
129+110	CD	2,200	2,102	4,68	2,16		97,32	
129+090	CD	2,177	2,079	4,75	2,16		96,2	
129+070	CD	2,154	2,071	3,99	2,16		95,9	
129+050	CD	2,192	2,108	4,01	2,16		97,6	
129+030	CD	2,226	2,123	4,8	2,16		98,39	
129+010	CD	2,237	2,117	5,66	2,16		98,03	
129+150	CG	2,176	2,061	5,55	2,16		95,44	
129+130	CG	2,167	2,080	4,21	2,16		96,31	
129+110	CG	2,174	2,066	5,25	2,16		95,65	
129+090	CG	2,202	2,076	6,03	2,16		96,15	
129+070	CG	2,208	2,108	4,75	2,16		97,61	
129+050	CG	2,178	2,096	3,91	2,16		97,05	
129+030	CG	2,156	2,074	3,96	2,16		96,02	
129+010	CG	5,157	2,070	4,2	2,16		95,85	

Annexe n°06

Tableau 5. Résultats du mélange bitumineux

Tamis (mm)	Tamisat(%)					Fuseau du BB 0/14	
	Prélèvement : Poste d'enrobé	Prélèvement : Pk129+000 BG	Prélèvement : Pk129+050 BD	Prélèvement : Pk129+100 BG	Prélèvement : Pk129+100 BD	Fuseau Min	Fuseau Max
16	100	100	100	100	100	100	100
14	98,08	96,85	95,76	96,12	96,03	94	100
12,5	92,91	88,38	84,37	85,71	85,37	82	94
10	80,22	76,65	75,22	76,26	75,7	72	84
8	69,58	66,45	63,73	68,68	67,94	60	76
6,3	62,26	59,83	55,51	60,96	60,04	50	66
5	58,60	58,44	53,63	55,70	55,23	42	60
4	51,97	52,31	52,26	52,14	50,11	34	53
2	37,1	36,45	34,61	35,52	33,99	28	40
1	21,55	22,69	21,48	21,77	19,92	20	32
0,50	13,09	14,27	13,44	14,33	12,31	15	26
0,40	11,49	11,54	11,43	11,78	9,69	12	22
0,315	9,43	10,61	10,17	11,03	8,92	11	18
0,20	8,06	7,85	7,91	9,05	6,9	9	15
0,10	5,77	5,26	5,44	6,91	4,71	8	12
0,08	5,31	4,75	5,07	6,40	4,22	7	10

Annexe n°07

Figure 2. Photos prises 06 mois après et 11 mois après réalisation des planches expérimentales et Présentation de l'aspect visuel de la surface de la chaussée



RN01 les 03 sections, photos prises le 23/03/2010 (06 mois après réalisation des travaux)
La 3ème prise c'est le 21/07/2010 (11 mois presque un an après réalisation des travaux)



RN01 Section S_1



RN01 Section S_2



RN01 Section S_3

Annexe n°08a

Tableau 6. Résultats de déflexions mesurées, moyennes et caractéristiques par section expérimentale (Date de mesure décembre 2009)

Localisation PK	Déflexions mesurées d_i par point en 1/100 mm (Date de mesure : Décembre 2009)			Distance entre points (m)	Nombre de points	Déflexion Moyenne 1/100 mm $m = \frac{\sum_1^n d_i}{n}$		Déflexion caractéristique 1/100 mm d_c= m+2xσ		Distances Partielles
129+000	Axe	Rive	Linéaire en m		(n)	Axe	Rive	Axe	Rive	(m)
129,002	7,74	10,418	0	4,00	8	8,71	9,05	12,55	14,89	33
129,006	10,32	10,477	4	4,00						
129,010	10,32	6,179	8	4,00						
129,014	10,32	8,239	12	4,00						
129,018	7,74	12,358	16	4,00						
129,022	10,32	12,358	20	4,00						
129,026	7,74	4,119	24	4,00						
129,031	5,16	8,239	28	5,00						
129,035	10,32	14,418	33	4,00	15	9,46	12,85	12,64	19,42	60
129,039	10,32	12,358	37	4,00						
129,043	10,32	6,179	41	4,00						
129,047	10,32	8,239	45	4,00						
129,051	7,74	8,239	49	4,00						
129,055	7,74	15,596	53	4,00						
129,059	10,32	16,477	57	4,00						
129,063	10,32	14,418	61	4,00						
129,067	7,74	14,418	65	4,00						
129,071	10,32	12,358	69	4,00						
129,075	10,32	16,477	73	4,00						
129,079	10,32	12,358	77	4,00						
129,083	5,16	14,418	81	4,00						
129,087	10,32	16,477	85	4,00						
129,091	10,32	10,298	89	4,00						
129,095	10,32	10,298	93	4,00	16	11,77	14,67	26,24	22,02	65
129,099	7,74	18,537	97	4,00						
129,103	10,32	16,477	101	4,00						
129,107	10,32	14,418	105	4,00						
129,111	10,32	12,358	109	4,00						
129,115	10,32	14,418	113	4,00						
129,119	5,16	10,298	117	4,00						
129,123	10,32	14,418	121	4,00						
129,127	10,32	16,477	125	4,00						
129,131	28,38	12,358	129	4,00						
129,136	5,16	12,358	133	5,00						
129,140	7,74	18,537	138	4,00						
129,144	10,32	8,239	142	4,00						
129,148	10,32	22,656	146	4,00						
129,152	10,32	16,477	150	4,00						
129,156	30,96	16,477	154	4,00						
129,161	10,32	16,477	158	5,00	4	14,68	19,23	32,10	27,71	20
129,166	10,32	18,537	163	5,00						
129,171	10,32	25,418	168	5,00						
129,176	27,74	16,477	173	5,00						
			Total :	178	43					178

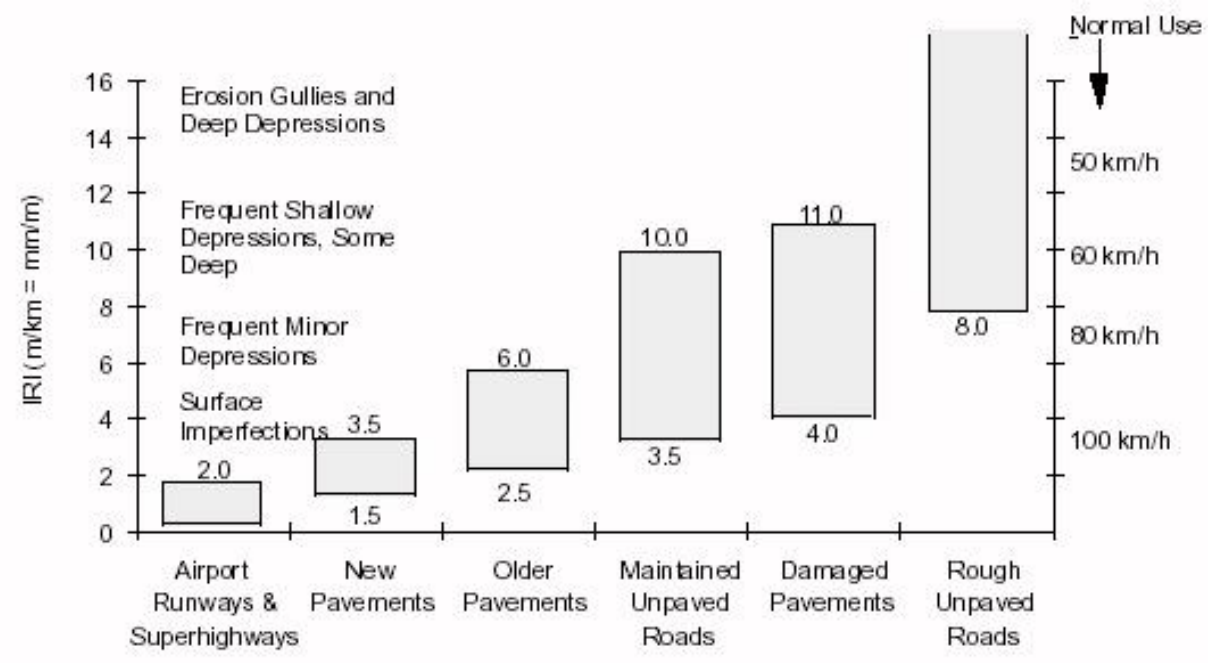
Annexe n°08b

Tableau 7. Résultats de déflexions mesurées, moyennes et caractéristiques par section expérimentale (Date de mesure Octobre 2010)

Localisation PK	Déflexions mesurées d_i par point en 1/100 mm (Date de mesure : octobre 2010)			Distance entre points (m)	Nbre de points	Déflexion Moyenne 1/100 mm $m = \frac{\sum_1^n d_i}{n}$		Déflexion caractéristique 1/100 mm d_c= m+2xσ		Distances Partielles
129+000	Axe	Rive	Linéaire en m		(n)	Axe	Rive	Axe	Rive	(m)
129,001	10,467	10,478	0	5,00	6	10,23	10,91	12,34	16,23	27
129,005	10,707	13,547	5	4,00						
129,010	10,707	12,463	9	5,00						
129,014	10,707	9,478	14	4,00						
129,018	10,707	12,985	18	4,00						
129,023	8,08	6,493	22	5,00						
129,027	5,387	6,493	27	4,00	13	8,49	9,72	12,81	18,84	58
129,032	10,774	12,985	31	5,00						
129,036	10,774	6,493	36	4,00						
129,041	8,08	6,493	40	5,00						
129,045	10,774	6,493	45	4,00						
129,050	8,08	12,985	49	5,00						
129,054	8,08	12,985	54	4,00						
129,059	5,387	6,493	58	5,00						
129,063	8,08	19,478	63	4,00						
129,068	10,774	6,493	67	5,00						
129,072	10,774	15,971	72	4,00						
129,077	8,08	6,493	76	5,00						
129,081	5,387	6,493	81	4,00						
129,085	16,16	6,493	85	4,00	15	8,77	17,25	17,37	30,86	65
129,090	5,387	19,478	89	5,00						
129,094	5,387	12,985	94	4,00						
129,098	8,08	12,985	98	4,00						
129,102	16,16	6,493	102	4,00						
129,106	12,693	12,985	106	4,00						
129,110	8,08	12,985	110	4,00						
129,115	5,387	16,493	114	5,00						
129,119	5,387	16,493	119	4,00						
129,124	16,16	16,493	123	5,00						
129,128	5,387	19,478	128	4,00						
129,132	8,08	25,971	132	4,00						
129,137	5,693	26,493	136	5,00						
129,141	5,387	26,493	141	4,00						
129,146	8,08	26,493	145	5,00						
129,150	15,387	12,985	150	4,00	6	21,75	18,32	30,26	27,02	26
129,155	25,387	16,493	154	5,00						
129,159	25,387	16,493	159	4,00						
129,164	25,387	25,971	163	5,00						
129,168	19,467	18,985	168	4,00						
129,172	19,467	18,985	172	4,00						
			Total :	176	40					176

Annexe n°09

Figure 4. Echelle d'interprétation d'IRI (International Roughness Index)



IRI Roughness Scale (replotted from Sayers et al., 1986)

Annexe n°10

Figure 5. Photos prises 20 mois après réalisation des planches expérimentales et Présentation de l'aspect visuel de la surface de la chaussée

La 4ème prise de photos est le 09/05/2011 (20 mois après réalisation des travaux)



Section S_0(ancienne section non revêtue) RN01 PK129+170, la différence entre l'ancienne section et les planches expérimentales est visibles et les traces des passages des pneus qui font la différence.



Section S_1(section non renforcée) RN01 PK129+140, un léger orniérage est apparu





Section S_2 (section renforcée avec de la géogrille de 50KN) RN01 PK129+040, une profondeur d'orniérage nul aucun signe de déformations



Section S_3 (section renforcée avec de la géogrille de 100KN) RN01 PK129+010, une profondeur d'orniérage nul aucun signe de déformations