



HAL
open science

Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue

Ioana Maria Arsenie

► **To cite this version:**

Ioana Maria Arsenie. Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue. Autre. Université de Strasbourg, 2013. Français. NNT : 2013STRAD025 . tel-00968768

HAL Id: tel-00968768

<https://theses.hal.science/tel-00968768>

Submitted on 1 Apr 2014

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ÉCOLE DOCTORALE MSII (ED n° 269)
INSA de Strasbourg

THÈSE présentée par :
Ioana Maria ARSENIE

soutenue le : **29 novembre 2013**

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Strasbourg**

Discipline/ Spécialité : Génie Civil, Mécanique des matériaux

**ÉTUDE ET MODÉLISATION DES
RENFORCEMENTS DE CHAUSSÉES À
L'AIDE DE GRILLES EN FIBRE DE VERRE
SOUS SOLlicitATIONS DE FATIGUE**

THÈSE dirigée par :

M. CHAZALLON Cyrille

Professeur, INSA de Strasbourg

RAPPORTEURS :

M. TAMAGNY Philippe

Directeur de recherches, IFSTTAR

M. PARTL Manfred

Professeur, EMPA Zurich

AUTRES MEMBRES DU JURY :

M. HORNYCH Pierre

Chargé de recherches (HDR), IFSTTAR

M. LHOSTIS Ghildas

Maître de conférences, ENSISA Mulhouse

M. DUCHEZ Jean-Louis

Directeur scientifique, entreprise EPSILON Ingénierie

Remerciements

Ce travail de thèse s'est déroulé dans le cadre de la Convention Industrielle de Formation par la Recherche (CIFRE, n° d'ordre 705-2009), regroupant le laboratoire de sciences de l'Ingénierie, de l'Informatique et de l'Imagerie (ICUBE, n° UMR 7357) de l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Strasbourg et l'entreprise Epsilon Ingénierie.

Ce fut pour moi une expérience très enrichissante d'effectuer mon travail de doctorante dans les deux milieux, scientifique et industriel, et de trouver avec leurs représentants une liaison entre la théorie, l'empirique et la pratique. Cette thèse est ainsi le résultat d'un travail en équipe et je souhaite adresser mes remerciements sincères à tous les participants.

Je tiens à remercier tous les membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'accepter de lire, analyser et juger la qualité de ce mémoire de thèse. Je remercie M. Pierre Horny, Chargé de recherches (HDR) à l'IFSTTAR, d'avoir accepté la présidence du jury, ainsi que d'être examinateur de ce travail. Je remercie M. Philippe Tamagny, Directeur de recherches à l'IFSTTAR, et M. Manfred Partl, Professeur à l'EMPA de Zurich, d'avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse. Je remercie M. Gildas Lhostis, Maître de conférences à l'ENSISA de Mulhouse, d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à mes deux encadrants : le directeur de ma thèse M. Cyrille Chazallon, Professeur à l'INSA de Strasbourg, et le directeur scientifique en entreprise M. Jean-Louis Duchez, Président d'Epsilon Ingénierie. Je les remercie de m'avoir proposé ce sujet et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens scientifiques et technologiques, ainsi que leur expérience, savoir-faire et créativité pour la réalisation de cette thèse et de six articles adjoints.

Je remercie Monsieur Cyrille Chazallon, d'avoir guidé mon parcours d'études à l'INSA de Strasbourg, qui a débuté avec le master recherche et s'est poursuivi jusqu'à la fin de cette thèse de doctorat. Je lui suis très reconnaissante pour toute son aide, et de m'avoir transmis sa passion de la recherche à travers son travail rigoureux, ses conseils précieux et sa patience.

Je remercie Monsieur Jean-Louis Duchez, d'avoir encadré mon travail au sein de son entreprise, et de m'avoir fait découvrir avec beaucoup d'intérêt et dynamisme l'univers de la chaussée, des matériaux jusqu'au dimensionnement. Je lui suis très reconnaissante de m'avoir formée sur l'emploi du banc de fatigue prototype et de m'avoir confié l'utilisation de ce dispositif d'essais, que nous avons mis au point ensemble pendant la thèse.

Mes remerciements sincères vont également à M. Xavier Tourne, Responsable du laboratoire Epsilon, et à toute l'équipe composée de : Corinne, Anne-Catherine, Sylvain, Gilles, Nicolas, Mahdi, Guillaume, Richard, Pierre, Jean-Marc, Boualem, Olivier, Jean-François, Teddy et Kevin. Je les remercie tout particulièrement pour leur contribution à la fabrication des éprouvettes dans les meilleures conditions possibles. Je tiens à mentionner le plaisir que j'ai eu à travailler au sein de cette équipe de professionnels, où j'ai été chaleureusement accueillie.

J'adresse toute ma sympathie à l'équipe de Génie Civil du département Mécanique du laboratoire ICUBE de l'INSA de Strasbourg, particulièrement à S. Mouhoubi, G. Koval, H. Nawamooz, B. Migault et L. Gondor. Mes remerciements amicaux vont à mes collègues doctorants : Danh, Tuan, Nam, Andrea, Kai et Saeid. Les discussions au sein de l'équipe nous ont toujours permis d'avancer sur nos sujets et de nous motiver encore plus. Je remercie tout particulièrement Andrea Themeli, pour sa collaboration avec son projet de master au sujet de la géo-grille.

Je tiens à remercier vivement M. Daniel Doligez, Gérant de 6D Solutions, et son équipe formée de Carole, Olivier, Pascal et Lotfi, de m'avoir fait découvrir l'univers de la grille en fibre de verre, de sa fabrication à la mise en œuvre. J'adresse un remerciement tout particulier à M. Daniel Doligez pour m'avoir donné l'occasion de participer à travers la production d'un article, au Congrès International CILA 2011 à Rio de Janeiro, qui reste pour moi le plus grand défi en domaine d'exposé et le grand voyage réalisé pendant ma thèse.

Pendant les années d'études en France, j'ai eu l'occasion de rencontrer des personnes adorables, qui m'ont vivement encouragé et guidé tout au long de mon parcours. Pour ceux-ci, je tiens à remercier chaleureusement M. Alain Welker, Enseignant à l'IUT Robert Schuman de Strasbourg, et Mme. Saida Mouhoubi, Maître de conférences à l'INSA de Strasbourg.

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

Merci beaucoup à tous d'avoir contribué à la réalisation de ce travail !

*Je remercie Dieu pour cet accomplissement professionnel,
et
Je dédie cette thèse à ma famille.*

Résumé

L'objectif de la thèse « Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue » est de caractériser le rôle du renforcement de la couche de surface en béton bitumineux d'une structure de chaussée soumise à des sollicitations de fatigue au moyen d'une grille en fibre de verre appelée « géo-grille ». Le comportement en fatigue du composite formé de béton bitumineux et de géo-grille est étudié en laboratoire par des essais de flexion en quatre points (4PB), pilotés en déformation avec un chargement sinusoïdal alterné, à 10°C et 25 Hz. Les éprouvettes testées sont des poutres prismatiques de grandes dimensions 630 x 100 x 100 mm³. Elles sont de deux types : en béton bitumineux (non-renforcées) et en béton bitumineux renforcé par deux géo-grilles (renforcées). Le dispositif d'essais est un banc de fatigue en flexion en quatre points prototype, qui respecte les normes européennes. Les résultats expérimentaux ont été utilisés dans la modélisation de l'évolution de l'endommagement en fatigue de deux types d'éprouvettes. Les lois d'endommagement des matériaux de type Bodin sont implantées dans le code aux éléments finis CAST3M. Deux catégories de modèles ont été conçues, respectivement monocouche et tri-couches. Chaque catégorie comprend un modèle de poutre non-renforcée et un modèle de poutre renforcée. Le modèle de Castro-Sanchez a été testé pour prédire l'endommagement et notamment le nombre de cycles à la rupture pour chaque type de poutre.

Mots clés : fatigue, endommagement, béton bitumineux, géo-grille, matériau composite, flexion en quatre points, éléments finis.

Abstract

The objective of the PhD thesis « Study and modelling of the pavement reinforcement with glass fibre grid under fatigue loading » is to characterize the reinforcement role of the asphalt surface layer of a pavement subjected to fatigue loading with the glass fibre grid or « geo-grid ». The fatigue behaviour of the composite formed of asphalt mixture and geo-grid is studied in laboratory with four point bending tests (4PB) performed with sinusoidal waveform, at 10°C and 25 Hz. The tested specimens are 630 x 100 x 100 mm³ beams of two types: asphalt beams (non-reinforced) and asphalt beams reinforced with geo-grid (reinforced). A four point bending prototype device was designed to perform the fatigue tests on the big size asphalt specimens. The device respects the European Standards. The experimental results were used for modelling of the damage evolution under fatigue loading of the both types of beams. The damage laws of the materials are Bodin laws programmed in Cast3M finite element code. Two categories of models were conceived, respectively: one layer beam models and tri-layers beam models. Each category has a model of non-reinforced beam and a model of reinforced beam. Furthermore, Castro-Sanchez model was used to predict damage evolution and in particular the number of cycles to failure correspondent to the two types of beams.

Key words : fatigue, damage, asphalt mixture, geo-grid, composite material, four point bending test, finite elements.

Table des matières

Introduction générale.....	16
Chapitre 1. Synthèse bibliographique	23
1 Synthèse bibliographique	24
1.1 La structure multicouche de chaussées	24
1.2 Les familles de structures de chaussées et leur mode de fonctionnement... 24	
1.2.1 Chaussées souples	25
1.2.2 Chaussées bitumineuses épaisses.....	25
1.2.3 Chaussées semi-rigides	26
1.2.4 Chaussées à structure mixte	27
1.2.5 Chaussées à structure inverse.....	27
1.2.6 Chaussées rigides	28
1.3 La méthode française de dimensionnement des chaussées neuves	29
1.3.1 Principes de la méthode	29
1.3.2 Le calcul de dimensionnement.....	30
1.4 La fissuration de fatigue des chaussées et les systèmes retardateurs de fissuration	31
1.4.1 La fissuration de fatigue des différents catégories de chaussées	32
1.4.2 Les systèmes retardateurs de fissuration.....	33
1.5 Matériaux composites de renforcement	34
1.5.1 Généralités. Matériaux composites à fibres	34
1.5.2 La grille en fibre de verre.....	35
1.5.3 Exemples de chantiers avec grilles en fibre de verre et retours d'expérience	35
1.5.3.1 Exemples de renforcement des structures existantes	36
1.5.3.2 Exemple de renforcement d'une structure dès sa conception.....	38
1.5.4 Travaux antérieurs sur le renforcement de chaussées à l'aide de géo-grilles	39
1.5.4.1 Observations sur manège	39
1.5.4.2 Résultats de laboratoire	39
1.6 Modèles de comportement d'endommagement en fatigue	42
1.6.1 Comportement des matériaux en fatigue	42
1.6.2 Modèles empiriques	44
1.6.3 Modèles basés sur la mécanique de la rupture.....	45
1.6.4 Modèles basé sur la théorie de l'endommagement	45
1.6.5 Le modèle relié à l'énergie dissipée (Méthodes énergétiques).....	48
1.7 Le modèle d'endommagement non-local de D. Bodin	49
1.7.1 Hypothèses du modèle	49
1.7.2 Equations constitutives	50
1.7.3 Déformation équivalente.....	51
1.7.4 Lois d'évolution de l'endommagement en fatigue	51
1.7.5 Formulation non-locale de la loi d'endommagement	54

1.7.6	Calcul numérique de l'endommagement en fatigue	55
Chapitre 2. Matériaux étudiés.....		58
2	Matériaux.....	59
2.1	Enrobés bitumineux	59
2.1.1	Granulats	59
2.1.2	Liants hydrocarbonés	60
2.1.3	La formulation des enrobés bitumineux	61
2.2	Le béton bitumineux semi-grenu testé	62
2.3	La grille en fibre de verre CIDEX 100SB	62
2.3.1	La fabrication des réseaux de fibre de verre	63
2.3.2	Détermination de la section transversale des réseaux en fibre de verre.....	64
2.3.3	Les caractéristiques mécaniques de la grille en fibre de verre.....	65
2.3.3.1	La résistance à la rupture en traction	65
2.3.3.2	La rigidité de la grille en fibre de verre	66
2.3.3.3	La résistance en fatigue de la grille en fibre de verre	67
2.3.4	Mise en œuvre de la géo-grille.....	68
Chapitre 3. Dispositifs expérimentaux		69
3	Dispositifs expérimentaux	70
3.1	Système d'essais de caractérisation des enrobés bitumineux.....	70
3.1.1	Banc de flexion en quatre points.....	70
3.1.2	Dispositif de compression diamétrale	72
3.2	Dispositifs de fabrication des éprouvettes. Etapes de fabrication	73
3.3	Erreurs de mesure du système d'essais	75
Chapitre 4. Essais de caractérisation du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille.....		78
4	Essais de caractérisation du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille	79
4.1	Essais de module de rigidité	79
4.1.1	Le module de rigidité des enrobés bitumineux	79
4.1.2	Essais de rigidité normalisés pour les enrobés bitumineux.....	80
4.1.3	Essai de compression diamétrale IT-CY.....	81
4.1.3.1	Principe de l'essai IT-CY.....	81
4.1.3.2	Module de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C et 124 ms	82
4.1.3.3	Réalisation de la courbe maitresse du BBSG	83
4.1.4	Essai de rigidité en flexion en quatre points 4PB-PR.....	85

4.1.4.1	Principe de l'essai de rigidité 4PB-PR.....	85
4.1.4.2	Module de rigidité du BBSG en 4PB-PR, à 15°C et 10Hz (structure monocouche)	86
4.1.5	Comparaison des modules de rigidité du BBSG en IT-CY et en 4PB-PR à 15°C (structures monocouche).....	87
4.1.6	Comparaison des modules de rigidité du BBSG et du composite BBSG+CIDEX en 4PB-PR, à 10°C et 10Hz (structures tri-couches)	88
4.2	Essais de résistance à la fatigue.....	89
4.2.1	La durée de vie en fatigue et la loi de fatigue	89
4.2.2	Les essais de fatigue et le choix de l'essai 4PB-PR.....	92
4.2.3	Essais de fatigue 4PB sur les poutres en BBSG et détermination de la droite de fatigue NR	93
4.2.4	Essais de fatigue 4PB sur les poutres composites BBSG + CIDEX et détermination de la droite de fatigue R.....	99
4.2.5	Comparaison des droites de fatigue NR et R et estimation du gain apporté par la géo-grille	104
4.2.6	Analyse statistique des droites de fatigue NR et R.....	106
4.2.7	Application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez pour estimer le nombre de cycles à la rupture du BBSG et du composite BBSG + CIDEX	109
4.2.8	Observation en images de la propagation des fissures de fatigue post-essais 4PB.....	113
4.2.9	Calcul de la déformation au niveau de la géo-grille dans la section des poutres composites	120

Chapitre 5. Modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille..... 122

5 Modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille 123

5.1	Modélisation de l'endommagement avec le modèle non-local de D. Bodin	123
5.1.1	Modélisation de l'endommagement de D. Bodin	123
5.1.2	Modèle de poutre dans la configuration de flexion en quatre points	124
5.1.3	Les modèles de poutres monocouche dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB.....	126
5.1.3.1	Modèle de poutre monocouche en BBSG (modèle 1NR).....	126
5.1.3.2	Modèle de poutre monocouche en matériau composite (modèle 2R).....	128
5.1.4	Les modèles de poutres tri-couches dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB.....	130
5.1.4.1	Modèle de poutre tri-couches en BBSG (modèle 3NR)	131
5.1.4.2	Modèle de poutre tri-couches en matériau composite (modèle 4R)	132
5.1.5	Présentation des résultats de modélisation et des résultats expérimentaux de fatigue 4PB par niveau de déformation testée.....	134

5.1.6	Analyse cartographique de l'évolution de l'endommagement dans les 4 modèles.....	137
5.1.7	Comparaison de 4 modèles et conclusions de la modélisation avec le modèle de Bodin	140
5.1.8	Perspectives de modélisation avec le modèle de Bodin.....	141
5.2	Prédiction de l'endommagement en fatigue avec le modèle de Castro-Sanchez.....	142
5.2.1	Prédiction de l'endommagement en fatigue du BBSG avec le modèle de Castro-Sanchez.....	143
5.2.2	Prédiction de l'endommagement en fatigue du composite avec le modèle de Castro-Sanchez.....	145
5.2.3	Conclusions et pertinence du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez	147
	Conclusions générales	148
	Bibliographie.....	151
	Liste des publications et communications réalisées pendant la thèse	154
	Annexes.....	155
A.	Géo-grille CIDEX 100 SB.....	156
A1.	Détails de la mise en œuvre de la grille. Cas d'une chaussée départementale ...	156
A2.	Détermination de la masse volumique des réseaux en fibre de verre et calcul des sections des réseaux	157
B.	Détails de la fabrication des plaques tri-couches composites.....	160
C.	Essais de rigidité.....	162
C1.	Résultats des essais de module de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C et 124ms	162
C2.	Résultats des essais de courbe maitresse du BBSG en IT-CY	164
C3.	Résultats des essais de module de rigidité du BBSG en 4PB, à 15°C et plusieurs fréquences.....	165
C4.	Résultats des essais de module de rigidité du BBSG, à 10°C et 10Hz.....	166
C5.	Résultats des essais de module de rigidité du composite, à 10°C et 10Hz	167
D.	Essais de fatigue	168
D1.	Courbes d'évolution du rapport de rigidité E/E_i des essais NR vs. R par niveau de sollicitation	168

D2. Tableaux d'évolution du rapport de rigidité E/E_i des essais NR et R par niveau de sollicitation	170
E. Evolution de l'endommagement en cartographies.....	173
E1. Evolution de l'endommagement du BBSG avec le modèle 1NR à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, de 0 à 300 000 cycles	173
E2. Evolution de l'endommagement du composite avec le modèle 2R à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, de 0 à 425 000 cycles	175
E3. Evolution de l'endommagement du BBSG avec le modèle 3NR à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, de 0 à 300 000 cycles	178
E4. Evolution de l'endommagement du composite avec le modèle 4R à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, de 0 à 425 000 cycles	180
F. Détermination de la droite et de la courbe de fatigue du BBSG.....	183
F1. Calcul de la droite de fatigue du BBSG non-renforcé (NR).....	183
F2. Calcul de la courbe de fatigue du BBSG non-renforcé.....	183
G. Détermination de la droite et de la courbe de fatigue du composite BBSG + CIDEX 100SB	184
G1. Calcul de la droite de fatigue du composite (R).....	184
G2. Calcul de la courbe de fatigue du composite.....	184
G3. Calcul de la droite et de la courbe de fatigue du composite à partir de 16 essais 4PB	185
H. Prédiction de l'endommagement avec le modèle de Castro-Sanchez.....	188
H1. Cas du BBSG non-renforcé (NR) aux niveaux : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 113,5 \mu\text{m/m}$.....	188
H2. Cas du BBSG renforcé (R) aux niveaux : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 127,5 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$.....	189
I. Progression en images des fissures de fatigue post-essais 4PB	190
I1. Progression des fissures de la poutre 20R, après l'essai de fatigue 4PB à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$	190
I2. Progression des fissures de la poutre 19R, après l'essai de fatigue 4PB à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$	193
I3. Progression des fissures de la poutre 17NR, après l'essai de fatigue 4PB à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$	195

I4. Progression des fissures de la poutre 2NR, après l'essai de fatigue 4PB à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$	198
I5. Progression des fissures de la poutre 6R, après l'essai de fatigue 4PB à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$	203
I6. Progression des fissures de la poutre 15R, après l'essai de fatigue 4PB à $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$	207

Table des illustrations

<i>Figure.1 Schéma du contexte de la thèse</i>	18
<i>Figure 1.1 Structure de chaussées [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	24
<i>Figure 1.2 Structure de chaussée souple [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	25
<i>Figure 1.3 Structure de chaussée bitumineuse épaisse [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	25
<i>Figure 1.4 Structure de chaussée semi-rigide [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	26
<i>Figure 1.5 Structure de chaussée à structure mixte [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	27
<i>Figure 1.6 Structure de chaussée à structure inverse [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	27
<i>Figure 1.7 Les principaux types de chaussées rigides [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]</i>	28
<i>Figure 1.8 Fissuration d'une chaussée bitumineuse par fatigue (photo LCPC, 1998)</i>	31
<i>Figure 1.9 Mise en œuvre de Colgrill a. RD 624 (11) b. RD 438 à Saint-Simon (02) [RGRA n° 904, 2012]</i>	36
<i>Figure 1.10. Géo-grille sur le joint voie médiane-voie rapide [RGRA, n° 845, 2006]</i>	36
<i>Figure 1.11. Chantier de géo-grille au Port Lorient, décembre 2001(photo 6D Solution).....</i>	37
<i>Figure 1.12. Chantier de géo-grille à l'Aéroport Toulouse Blagnac, octobre 2010 (photo 6D Solution)</i>	37
<i>Figure 1.13. Renforcement d'une plateforme portuaire - Port Autonome du Havre (photo I.A)</i>	38
<i>Figure 1.14. Comportement «types» des enrobés bitumineux à température fixée. (ε) déformation – (N) nombre de chargements [Di Benedetto et al, 2001].....</i>	42
<i>Figure 1.15 Evolution typique de la raideur d'un échantillon en enrobé bitumineux testé en fatigue en fonction du nombre de cycles</i>	43
<i>Figure 1.16 a. Endommagement au cours de l'essai de fatigue b. Schéma représentant la fonction $F(D) = N^*(N, \varepsilon_a)$ à partir de l'endommagement obtenu expérimentalement</i>	53
<i>Figure 1.17 Influence des paramètres $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ sur l'évolution d'endommagement [Bodin, 2002]</i>	54

<i>a. Influence du paramètre α_1, avec $\alpha_2 = 0.3$ et $\alpha_3 = 4$</i>	<i>54</i>
<i>b. Influence du paramètre α_2, avec $\alpha_1 = 1$ et $\alpha_3 = 4$</i>	<i>54</i>
<i>c. Influence du paramètre α_3, avec $\alpha_1 = 1$ et $\alpha_2 = 0.3$</i>	<i>54</i>
<i>Figure 1.18 Discrétisation temporelle du déplacement sur le N-ième cycle de chargement...</i>	<i>56</i>
<i>Figure 2.1 Centrale d'enrobage fixe à Certines (photo I.A).....</i>	<i>59</i>
<i>Figure 2.2 Carrière Val de Rossand à Courzieu</i>	<i>60</i>
<i>Figure 2.3 Formule de BBSG et courbe granulométrique du mélange, Epsilon Ingénierie....</i>	<i>62</i>
<i>Figure 2.4 Grille CIDEX 100 SB, 6D Solutions</i>	<i>63</i>
<i>Figure 2.5 Essais de résistance à la rupture en traction à Chomaraît (photo I.A)</i>	<i>66</i>
<i>Figure 2.6 Courbe force – déplacement pour un réseau de fils chaîne [Themeli, 2011]</i>	<i>66</i>
<i>Figure 2.6 Evolution de la force maximale pendant l'essai de fatigue d'un réseau des fils chaîne. Niveau de sollicitation $\varepsilon_{\max} = 6,85 \cdot 10^{-3} \text{ m/m}$ [Themeli, 2011]</i>	<i>67</i>
<i>Figure 2.7 Déroulement d'un rouleau de CIDEX 100 SB et collage sur une couche d'émulsion</i>	<i>68</i>
<i>Figure 3.1 Système d'essai Zwick-Roell (photo I.A).....</i>	<i>70</i>
<i>Figure 3.2 Banc de flexion en 4 points (a) et montage de l'éprouvette pendant l'essai (b) (photo I.A)</i>	<i>71</i>
<i>Figure 3.3 Dispositif de compression diamétrale(a) et montage de l'éprouvette pendant l'essai(b) (photo I.A)</i>	<i>72</i>
<i>Figure 3.4 Étapes et dispositifs de fabrication des plaques composites (photos I.A).....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 3.5 Plaque renforcée en structure tri-couche, fabriquée à Epsilon (photo I.A).....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 4.1 Essais de rigidité. Principes d'essais de rigidité [EN 12697-26, 2012]</i>	<i>81</i>
<i>Figure 4.2 Principe de l'essai de compression diamétrale [EN 12697-26, 2012]</i>	<i>82</i>
<i>Figure 4.3 Courbes isothermes et courbe maîtresse du BBSG</i>	<i>84</i>
<i>Figure 4.4 Configuration de l'essai de flexion en quatre points [EN 12697-26, 2012]</i>	<i>85</i>
<i>Figure 4.5 Schéma de calcul du déplacement au centre d'une poutre droite en flexion 4PB .</i>	<i>86</i>
<i>Figure 4.6 Déformations ε_6 pour 4 types d'essais de fatigue [Di Benedetto et al., 2004].....</i>	<i>92</i>
<i>Figure 4.7 Résultats expérimentaux en fatigue pour le BBSG non renforcé (NR) : les courbes d'évolution minimum, maximum et la moyenne à $\varepsilon = 150 ; 135 ; 116$ et $111 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>94</i>
<i>Figure 4.8 Les courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG non renforcé à $\varepsilon \sim 150 \mu\text{m/m}$..</i>	<i>95</i>
<i>Figure 4.9 Les courbes d'évolution en fatigue pour BBSG non renforcé à $\varepsilon \sim 135 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 4.10 Courbes d'évolution en fatigue du BBSG non renforcé à $\varepsilon = (111 ; 116) \mu\text{m/m}$</i>	<i>96</i>
<i>Figure 4.11 Droite de fatigue du BBSG (18 essais).....</i>	<i>98</i>
<i>Figure 4.12 La droite de fatigue vs. la courbe de fatigue pour le BBSG (NR).....</i>	<i>98</i>
<i>Figure 4.13 Résultats expérimentaux en fatigue pour le BBSG renforcé (R) : les courbes d'évolution minimum, maximum et la moyenne sur 6 essais à $\varepsilon = 150; 135 ; 126 - 129 \mu\text{m/m}$, et 2 essais à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 4.14 Courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG renforcé (R) à $\varepsilon \sim 150 \mu\text{m/m}$</i>	<i>101</i>
<i>Figure 4.15 Courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG renforcé (R) à $\varepsilon \sim 135 \mu\text{m/m}$</i>	<i>101</i>
<i>Figure 4.16 Courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG renforcé (R) à $\varepsilon \sim 126 ; 129 \mu\text{m/m}$</i>	<i>102</i>

Figure 4.17 Droite de fatigue du composite BBSG+GFV (20 essais).....	102
Figure 4.18 La droite de fatigue vs. la courbe de fatigue pour le composite BBSG+CIDEX104	
Figure 4.19 Intersection des droites de fatigues du béton bitumineux (NR) et du béton bitumineux renforcé par géo-grilles (R) hors du domaine de la fatigue.....	105
Figure 4.20 Les droites de fatigue NR et R et l'intersection des points expérimentaux NR et R	106
Figure 4.21 Encadrement de la droite de fatigue du BBSG(NR) par rapport à son écart type global S.....	107
Figure 4.22 Encadrement de la droite de fatigue du composite(R) par rapport à son écart type global S.....	107
Figure 4.23 Propriétés de la loi normale.....	108
Figure 4.24 Encadrement de droites de fatigue NR et R par rapport à leur écart type global et estimation des valeurs ε_6	109
Figure 4.25 Montage de poutre en flexion sur deux appuis, à Epsilon Ingénierie	113
Figure 4.26 Etat de fissuration à 0 h de flexion de la poutre 17NR, post essai de fatigue à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$	115
Figure 4.27 Etat de fissuration après 24 h de flexion de la poutre 17NR, post essai de fatigue à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$. La fissure macroscopique se propage verticalement.	115
Figure 4.28 Etat de fissuration à 0 h de flexion de la poutre 20R, post essai de fatigue à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$	116
Figure 4.29 Etat de fissuration après 24 h de flexion de la poutre 20R, post-essai de fatigue à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$. Dédoublage de la fissure macroscopique avant le niveau de l'interface et déviation au niveau de l'interface.....	116
Figure 4.30 Etat de fissuration à 0h de flexion de la poutre 15R, post essai de fatigue à $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$	117
Figure 4.31 Etat de fissuration après 24h de flexion de la poutre 15R, post essai de fatigue à $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$. Dédoublage de la fissure macroscopique avant le niveau de l'interface.	117
Figure 4.32 Récupération de la géo-grille après l'essai de fatigue.....	118
Figure 4.33 Géo-grille collée à l'émulsion à l'intérieur de l'éprouvette, après l'essai de fatigue.....	118
Figure 4.34 Géo-grille récupérée après l'essai de fatigue et lavée avec solvant. La grille n'est pas rompue.	118
Figure 4.35 Récupération de la géo-grille après la flexion post essai de fatigue	119
Figure 4.36 Géo-grille récupérée (et lavée avec solvant) après la flexion post essai de fatigue. La grille n'est pas rompue.	119
Figure 4.37 Section verticale de poutre tri-couche et répartition de la déformation.....	120
Figure 5.1 Géométrie et condition aux limites d'une demi-poutre dans la configuration de 4PB.....	125
Figure 5.2. Schéma de calcul du déplacement aux niveaux des appuis intermédiaires d'une poutre droite en flexion 4PB	125
Figure 5.3 Simulation de l'endommagement du BBSG avec le modèle INR, structure monocouche, paramètres 1, aux niveaux $\varepsilon = 150, 135, 115 \mu\text{m/m}$	127

<i>Figure 5.4 Simulation de l'endommagement du composite avec le modèle 2R, structure monocouche, paramètres 2, aux niveaux $\varepsilon = 150, 135, 127$ et $115 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure 5.5 Simulation de l'endommagement du BBSG avec le modèle 3NR, structure tri-couche, paramètres 3, aux niveaux $\varepsilon = 150, 135, 115 \mu\text{m/m}$</i>	<i>132</i>
<i>Figure 5.6 Simulation de l'endommagement du BBSG (NR) avec le modèle 4R, structure tri-couche, paramètres 4, niveaux $\varepsilon = 150, 135, 127, 115 \mu\text{m/m}$</i>	<i>133</i>
<i>Figure 5.7 Evolutions de l'endommagement des poutres NR et R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 1NR, 2R, 3NR et 4R au niveau $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 5.8 Evolutions de l'endommagement des poutres NR et R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 1NR, 2R, 3NR et 4R au niveau $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 5.9 Evolutions de l'endommagement des poutres NR et R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 1NR, 2R, 3NR et 4R au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure 5.10 Evolutions de l'endommagement des poutres R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 2R et 4R au niveau $\varepsilon = 127 \mu\text{m/m}$</i>	<i>136</i>
<i>Figure 5.11 Comparaison de l'endommagement entre les modèles monocouche 1NR et 2R, à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$</i>	<i>138</i>
<i>Figure 5.12 Comparaison de l'endommagement entre les modèles tri-couches 3NR et 4R, à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$</i>	<i>138</i>
<i>Figure 5.13 Comparaison de l'endommagement entre le modèle monocouche 1NR et le modèle tri-couches 3NR, à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure 5.14 Comparaison de l'endommagement entre le modèle monocouche 2R et le modèle tri-couches 4R, à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure 5.15 Prédiction de l'endommagement du BBSG (NR) à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure 5.16 Prédiction de l'endommagement du BBSG(NR) à $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure 5.17 Prédiction de l'endommagement du BBSG (NR) à $\varepsilon = 113,5 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure 5.18 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez</i>	<i>145</i>
<i>Figure 5.20 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 127,5 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez</i>	<i>146</i>
<i>Figure 5.21 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez</i>	<i>146</i>

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Composition des réseaux chaîne et trame grille CIDEX 100 SB.....	64
Tableau 2.2 Module de rigidité moyen des réseaux des fils chaîne et trame de la géo-grille CIDEX 100 SB.....	67
Tableau 4.1 Modules de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C, 124 ms	83
Tableau 4.2 Modules de rigidité du BBSG en 4PB, à 15°C et 10 Hz	87
Tableau 4.3 Modules de rigidité du BBSG et du composite en 4PB, à 10°C et 10 Hz	88
Tableau 4.4 Indicateurs de dispersion expérimentale en fatigue pour le BBSG	96
Tableau 4.5 Résultats expérimentaux de fatigue en 4PB sur 18 éprouvettes en BBSG.....	97
Tableau 4.6 Indicateurs de dispersion expérimentale en fatigue pour le composite.....	100
Tableau 4.7 Résultats expérimentaux de fatigue en 4PB sur 20 éprouvettes composites.....	103
Tableau 4.8 Application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez pour le calcul du nombre de cycles à la rupture du béton bitumineux (NR).....	111
Tableau 4.9 Application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez pour le calcul du nombre de cycles à la rupture du béton bitumineux renforcé (R).....	111
Tableau 4.10 Rapports de durées de vie en fatigue (expérimentales et par la droite de fatigue) entre R et NR et des rapports des nombres de cycles à la rupture entre R et NR	113
Tableau 4.11 Déformations au niveau de la géo-grille dans les poutres tri-couches en 4PB	121
Tableau 5.1 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $E/E_i = 0,5$ du BBSG avec le modèle 1NR.....	128
Tableau 5.2 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $E/E_i = 0,5$ du composite avec le modèle 2R	130
Tableau 5.3 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $D = 0,5$ du BBSG avec le modèle 3NR	131
Tableau 5.4 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $D = 0,5$ du composite avec le modèle 4R	134
Tableau 5.5 Synthèse des paramètres de Bodin pour les modèles d'endommagement	140
Tableau 5.6 Prédiction du modèle de Castro-Sanchez à $D = 0,5$ et calcul de l'écart type pour le BBSG	145
Tableau 5.7 Prédiction du modèle de Castro-Sanchez à $D = 0,5$ et calcul de l'écart type pour le composite.....	147

Introduction générale

Les matériaux et les techniques de construction utilisés dans les domaines des infrastructures routières, portuaires, aéroportuaires et ferroviaires évoluent pour pouvoir répondre aux nouvelles conditions de circulation, à la conception des chaussées, à la politique d'entretien et aux conditions économiques. Aujourd'hui, le résultat de cette évolution est l'utilisation de deux voir plusieurs matériaux qui gardent leur nature intrinsèque et complètent leurs qualités pour former un matériau aux performances globales améliorées appelé « matériau composite ».

La conception, la mise en œuvre et l'entretien d'une chaussée sont devenus d'importances égales pour tout maître d'ouvrages. Savoir quand et comment intervenir sur une structure de chaussée permet une meilleure gestion de l'entretien et une diminution significative des coûts. Cela nécessite la maîtrise des mécanismes de dégradation des chaussées et de leurs impacts sur les propriétés des matériaux constitutifs.

Les sollicitations dues aux chargements du trafic et aux conditions climatiques représentent les causes principales de détérioration des chaussées. Les principaux modes de détérioration sont l'orniérage et la fissuration par fatigue de la couverture bitumineuse. La fissuration est une dégradation majeure qui touche l'ensemble des structures de chaussées avec différentes origines et différents mécanismes de développement. Elle est à la base d'une accélération des dégradations propres à chaque type de chaussée par la diminution de la portance du support lors de l'infiltration d'eau et par la perte des conditions mécaniques nécessaires au maintien de la résistance des matériaux. La compréhension des phénomènes de fissuration des chaussées et la recherche de solutions dans ce domaine mobilisent un nombre important de travaux de recherche, qui se sont accentués ces dernières années par l'importance donnée à l'entretien des patrimoines routiers.

Selon leur nature, leur mise en œuvre et les efforts induits par les différents chargements auxquels elles sont soumises, les chaussées peuvent présenter plusieurs types de dégradation et de rupture. En fonction de leurs diverses formes, les fissures sont aussi un indicateur du type de dommage que présente la structure de chaussée. Dans plusieurs cas, leur identification et la connaissance du mode de fonctionnement de la structure de chaussée permettent de mieux comprendre l'origine des phénomènes et de proposer une ou plusieurs solutions de réparation.

Bien que les phénomènes d'initiation et de propagation des fissures dans les structures de chaussées aient été reconnus depuis l'existence des chaussées bitumineuses, leur comportement fondamental reste en partie inconnu tout comme leur prise en compte dans la réhabilitation des voies fissurées. La connaissance de l'évolution de l'endommagement de la structure est fondamentale pour la conception, le choix des matériaux et l'optimisation des épaisseurs à mettre en œuvre pour une durée de vie fixée. Dans l'actualité, une attention particulière est portée pour optimiser les coûts d'entretien des chaussées.

Le fait de renforcer une chaussée existante par une grille de fibre de verre ou dès sa conception de la prendre en compte, contribue à prolonger la durée de vie de la chaussée par rapport à la méthode usuelle de dimensionnement. La grille en fibre de verre a montré son rôle de renfort dans le cas de projets existants par le renforcement de la couche de surface soumise aux sollicitations de fatigue, le ralentissement de la remontée en surface des fissures formées dans les couches profondes et par l'interface étanche créée par le complexe voile - émulsion de bitume.

Objectif de la thèse

Cette thèse se situe dans le domaine de la conception et de l'entretien des chaussées. L'objectif principal de la thèse est la compréhension du rôle de renforcement de la géo-grille par rapport à la couche de surface en béton bitumineux d'une structure de chaussée soumise aux sollicitations de fatigue. Il comprend également l'estimation de l'augmentation apportée en durée de vie en fatigue par l'utilisation de la géo-grille comme renforcement d'une poutre en béton bitumineux. Ceci est fait par une recherche des caractéristiques du complexe béton bitumineux - grille en fibre de verre à l'aide des essais de fatigue effectué en laboratoire et de la modélisation par éléments finis. Le but est de modéliser l'endommagement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille à partir des caractéristiques des matériaux déterminées expérimentalement. Ainsi, deux domaines complexes et différents sont associés : les infrastructures des chaussées et les matériaux composites.

Le laboratoire Epsilon Ingénierie

Epsilon Ingénierie est un laboratoire routier d'études, de recherche et développement, de contrôles in-situ et d'expertises, formant une entité indépendante au service des professionnels du TP. Les domaines d'activité du laboratoire peuvent être synthétisés en :

- Expertise et suivi de chantiers ;
- Assistance à la maîtrise d'œuvre et à la maîtrise d'ouvrage ;
- Formulation, comportant des études de formulation ou la vérification des formules pour les matériaux traités aux liants hydrauliques et les matériaux traités aux liants hydrocarbonés (les enrobés bitumineux) ;
- Dimensionnement et programmes d'entretien, comportant le calcul des structures à l'aide des outils Alizé et César LCPC ;
- Contrôle, comportant le contrôle externe ou extérieur, de fabrication des matériaux traités aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés, contrôle des granulats, essais sur liants et fillers, retraitement des chaussées en place.

Epsilon Ingénierie s'intéresse aux solutions innovantes des matériaux de renforcement des enrobés bitumineux, comme la grille en fibre de verre étudiée provenant de la société 6D Solutions. 6D Solutions est une société qui conçoit, développe et commercialise des matériaux de renforcement des enrobés bitumineux à base de grille en fibre de verre enduite. Pour la réalisation des essais de fatigue de ce travail, le laboratoire a fait l'acquisition d'une machine d'essais unique, présenté un peu plus loin.

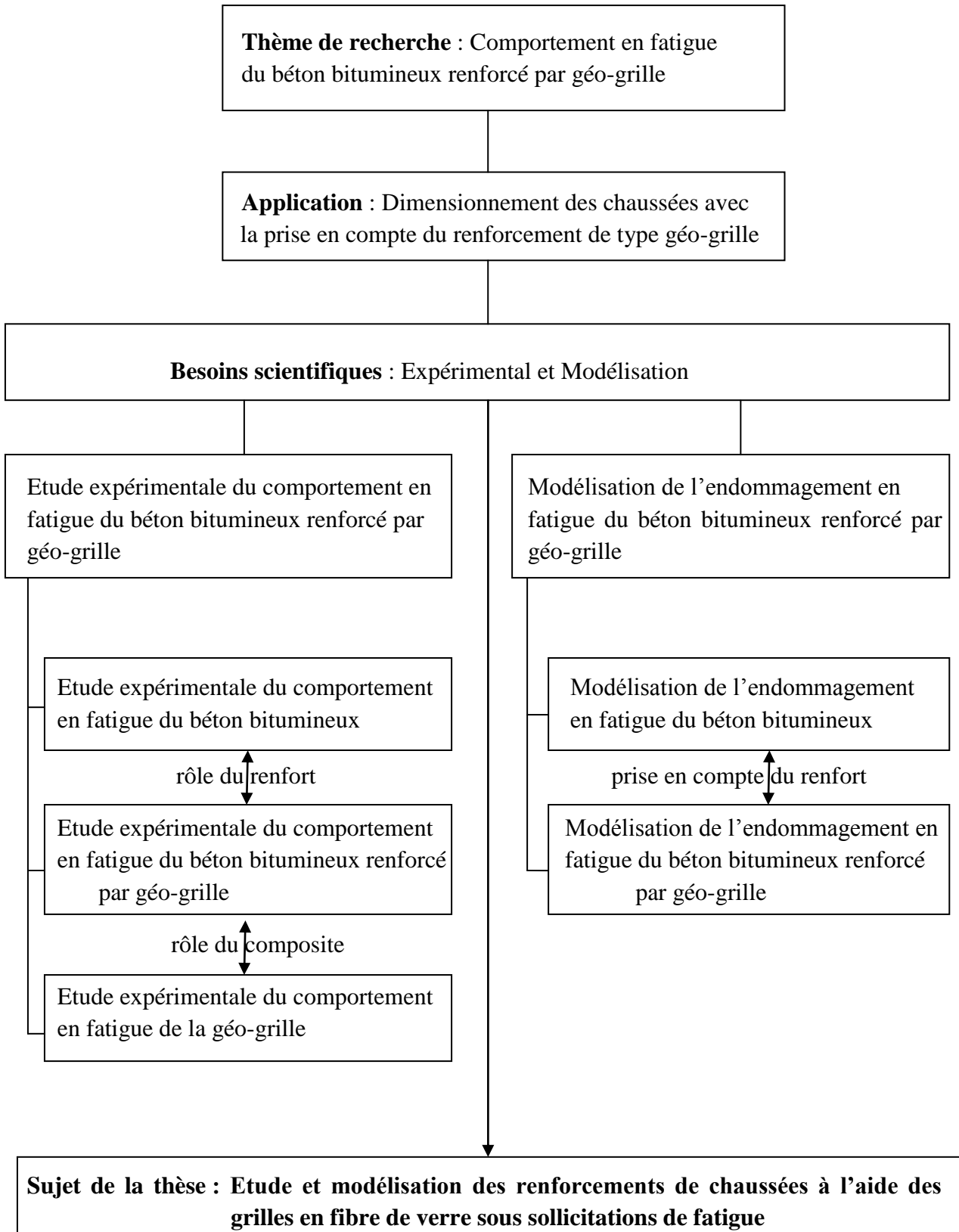


Figure.1 Schéma du contexte de la thèse

Structure de la thèse

La thèse est structurée en cinq chapitres principaux et les Conclusions générales. On distingue ainsi : 1. Synthèse bibliographique, 2. Matériaux étudiés, 3. Dispositifs expérimentaux, 4. Essais de caractérisation du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille, 5. Modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille.

1. Synthèse bibliographique

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique qui présente : les principales catégories de chaussées existantes en France et leur comportement mécanique, la méthode actuelle de dimensionnement des chaussées et le logiciel de référence Alizé-LCPC. On s'intéresse au phénomène de fissuration des chaussées et aux systèmes retardateurs de fissuration, notamment les grilles en fibre de verre. Une synthèse des travaux antérieurs sur le renforcement des chaussées à l'aide de géo-grilles est faite. Quelques exemples de chantiers avec grille en fibre de verre sont présentés, dans le cas des structures existantes mais aussi le cas d'une structure de chaussée renforcée par grille en fibre de verre dès sa conception.

Dans un deuxième temps, ce chapitre rappelle les modèles de comportement couplant fatigue et endommagement pour les enrobés bitumineux comme : les modèles empiriques, les modèles basés sur la mécanique de la rupture, les modèles basés sur la théorie de l'endommagement et le modèle relié à l'énergie dissipée. Le choix du modèle d'endommagement non-local de D. Bodin est justifié et le modèle est présenté en détail.

2. Matériaux étudiés

Ce chapitre dédié aux matériaux présente quelques généralités sur les enrobés bitumineux et leur composants afin de caractériser la formule testée de béton bitumineux semi-grenu BBSG. Les propriétés mécaniques concernant le module de rigidité et la résistance à la fatigue du matériau résultent des essais présentés au chapitre 4.

Ensuite, la grille en fibre de verre CIDEX 100SB employée comme renforcement du béton bitumineux est caractérisée à partir de ses composants. La rigidité de la géo-grille, ainsi que son comportement en fatigue, ont fait l'objet du projet de Master de A. Themeli, effectué à l'INSA de Strasbourg. Lors du projet, la rigidité de la géo-grille a été caractérisée par des essais monotones de rupture en traction et des essais de chargement-déchargement réalisés sur les réseaux des fils en fibre de verre. Le comportement en fatigue de la géo-grille a été caractérisé par des essais de fatigue en traction – traction réalisés sur les réseaux des fils en fibre de verre. Les résultats du projet ont été rappelés et pris en compte dans la partie modélisation lors du chapitre 5.

3. Dispositifs expérimentaux

Ce chapitre présente les dispositifs expérimentaux du laboratoire Epsilon qui ont été employés pour la fabrication et les essais de caractérisation des matériaux étudiés.

La partie expérimentale représente la partie la plus significative de cette thèse et elle porte notamment sur des essais de fatigue en flexion en quatre points effectués à l'aide d'un banc de flexion prototype, spécialement dimensionné pour la réalisation des essais sur des éprouvettes prismatiques de grandes dimensions en béton bitumineux (appelés non-renforcées ou témoins) et en béton bitumineux renforcé par géo-grilles en fibre de verre (appelés renforcées ou composites).

Le dimensionnement et les étapes de fabrication des éprouvettes prismatiques sont présentés. Il s'agit d'une fabrication en trois couches collées à l'interface à l'aide de l'émulsion de bitume résiduel, qui a demandé du savoir-faire et un temps de réalisation assez important. Dans le cas des éprouvettes composites, une grille en fibre de verre a été collée à l'aide de l'émulsion de bitume résiduel à chaque interface entre deux couches bitumineuses.

Cette partie rappelle également les autres dispositifs expérimentaux qui ont servi à la fabrication des éprouvettes témoins et composites, ainsi que le banc de compression diamétrale utilisé pour la caractérisation de la rigidité des matériaux. Un calcul d'erreurs de mesure est intégré.

4. Essais de caractérisation du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille

Les essais de caractérisation des matériaux étudiés sont groupés en deux parties : les essais de module de rigidité et les essais de résistance à la fatigue.

La première partie présente les méthodes d'essais de module de rigidité et les résultats expérimentaux. Les essais de rigidité effectués sur le béton bitumineux et sur le béton bitumineux renforcé par géo-grille sont de deux types : l'essai de flexion en quatre points et l'essai de traction indirecte. Une comparaison du module de rigidité du béton bitumineux à 15°C est réalisée entre les résultats des essais de flexion en quatre points (10 Hz) et des essais de traction indirecte (124 ms). Une comparaison des modules de rigidité à 10°C et 10 Hz du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille est faite à l'aide des essais de flexion en quatre points. Les essais de rigidité ont mis en évidence que la géo-grille n'a pas d'influence sur le module de rigidité du béton bitumineux.

La deuxième partie présente les essais de fatigue en flexion en quatre points (4PB) effectués à 10°C et 10 Hz et les résultats expérimentaux. Les essais sont effectués en flexion alternée et sont pilotés en déformation (déformation constante) avec un minimum de trois niveaux de déformation testés, d'après la norme de fatigue EN 12697-24. Cette partie expérimentale est

très complexe et comprend une série importante d'essais de fatigue 4PB sur des éprouvettes témoins et des éprouvettes composites formées de béton bitumineux et de deux géo-grilles.

Dix huit essais de fatigue 4PB ont été effectués sur des éprouvettes en béton bitumineux, ce qui a permis d'estimer la droite de fatigue du matériau. Dans le cas du béton bitumineux renforcé par grilles en fibre de verre, vingt essais de fatigue 4PB ont été effectués sur des éprouvettes composites, pour estimer la droite de fatigue du composite.

La comparaison des résultats expérimentaux a permis d'estimer le gain en durée de vie en fatigue conventionnelle apporté par la grille en fibre de verre à chaque niveau de déformation testé et un gain moyen sur tous les niveaux de déformation. Le calcul des droites de fatigue a permis d'estimer le gain en fatigue apporté par les géo-grilles en termes de déformation ε_6 , utilisée dans le dimensionnement des chaussées.

Le modèle d'endommagement de Castro-Sanchez a été utilisé pour estimer le nombre de cycles à la rupture pour le béton bitumineux et pour le composite, ce qui a permis de voir que la géo-grille continue son rôle de renforcement au delà de la durée de vie en fatigue conventionnelle. Les paramètres du modèle d'endommagement sont identifiés à partir des résultats expérimentaux des essais de fatigue 4PB.

A la fin du chapitre, nous avons observé la propagation des fissures macroscopiques de fatigue dans le cas de quelques éprouvettes non-renforcées et renforcées, testées auparavant en fatigue par l'essai de flexion en quatre points. Ceci a été possible par la mise en flexion statique des poutres et la prise des photographies à différents intervalles de temps.

5. Modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille

Le comportement en fatigue des poutres en béton bitumineux non-renforcées et renforcées par grilles en fibre de verre est prédit à l'aide du modèle d'endommagement non-local de D. Bodin. Les résultats des essais de fatigue 4PB ont servi à l'identification des paramètres d'endommagement des matériaux testés.

Deux catégories de modèles sont proposées, respectivement : les modèles monocouche et les modèles tri-couches. Chaque catégorie comprend un modèle de poutre en béton bitumineux (BBSG) et un modèle de poutre composite (BBSG et CIDEX 100SB). Les modèles monocouche considèrent la poutre composée d'un matériau unique, caractérisé par un groupe de paramètres. Ainsi, il en résulte une poutre en béton bitumineux et une poutre en composite. Les modèles tri-couches considèrent une poutre en béton bitumineux en trois couches formées du même matériau avec les mêmes paramètres et une poutre composite en trois couches en matériaux différents (le béton bitumineux et le béton bitumineux renforcé par géo-grille) avec des paramètres différents. La comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats de modélisation a montré une relativement bonne adéquation de deux types de modèles avec les résultats d'essais et a permis de juger l'adéquation des modèles.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, une autre approche basée sur le modèle de Castro-Sanchez est testée pour la prédiction de l'endommagement du béton bitumineux et du composite. Le modèle ne permet pas de simuler les trois phases d'endommagement mais l'évolution d'endommagement reste toutefois assez proche de l'évolution expérimentale moyenne à tous les niveaux de sollicitation testés. L'application du modèle reste élémentaire et ne nécessite pas un calcul par éléments finis, d'où l'intérêt de son utilisation dans la pratique.

La partie **Conclusions générales** comprend les conclusions tirées lors de ce travail de thèse sur le renforcement du béton bitumineux à l'aide des grilles en fibre de verre, ainsi que les perspectives du travail sur ce sujet en termes d'essais et de modélisation.

Chapitre 1. Synthèse bibliographique

CONTENU

1.1 La structure multicouche de chaussées

1.2 Les familles de structures de chaussées et leur mode de fonctionnement

1.3 La méthode française de dimensionnement des chaussées neuves

1.4 La fissuration de fatigue des chaussées et les systèmes retardateurs de fissuration

1.5 Matériaux composites de renforcement

1.6 Modèles de comportement d'endommagement en fatigue

1.7 Le modèle d'endommagement non-local de D. Bodin

1 Synthèse bibliographique

1.1 La structure multicouche de chaussées

La chaussée est définie [NF P 98086, 2011] comme un ensemble de couches superposées de matériaux, reposant sur une plateforme appelée plateforme support. En fonction de la nature des matériaux de chaque couche, les interfaces entre couches peuvent être collées, semi-collées (glissantes) ou décollées.

La structure d'une chaussée (figure 1.1) comprend trois types de couches avec d'éventuelles sous-couches, respectivement :

- la couche de surface qui en contact avec la circulation. Elle peut être composée de deux sous-couches : une couche de liaison et une couche de roulement.
- la couche d'assise qui est l'élément structurel principal de la chaussée. Elle se décompose en deux sous-couches : la couche de fondation et la couche de base.
- la couche de forme, qui fait la transition entre la structure de la chaussée et la partie supérieure des terrassements. Son interface avec la couche d'assise est dénommée plate-forme de chaussée et a la fonction de répartir sans dommage sur le sol les efforts dus à la circulation des véhicules. Son interface avec le sol support est dénommé arase de terrassement.

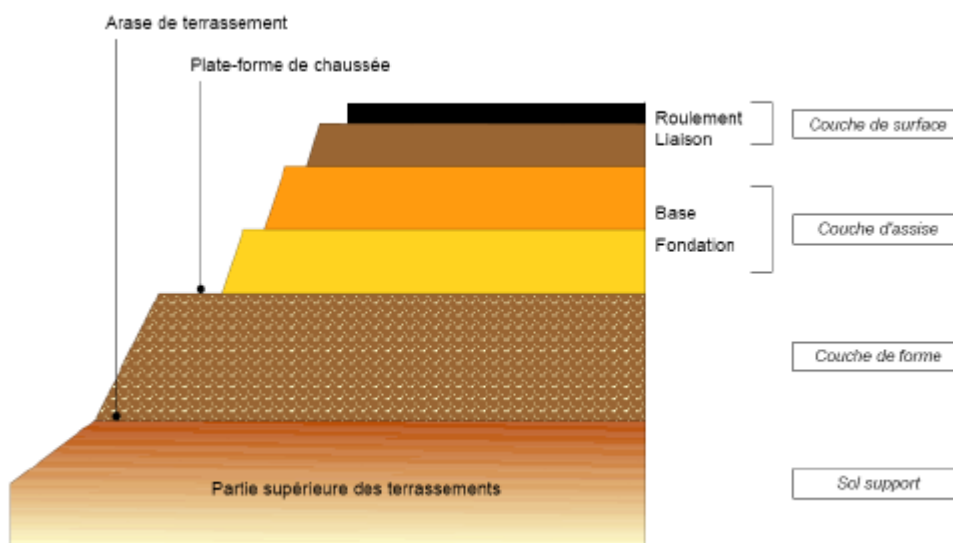


Figure 1.1 Structure de chaussées [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

1.2 Les familles de structures de chaussées et leur mode de fonctionnement

En France, les structures de chaussées sont groupé [Guide technique SETRA-LCPC, 1994][Catalogue SETRA-LCPC, 19998] en six familles principales ou catégories, respectivement : les chaussées souples, les chaussées bitumineuses épaisses, les chaussées

semi-rigides ou à assise traitée aux liants hydrauliques, les chaussées mixtes, les chaussées à structures inverse et les chaussées rigides.

1.2.1 Chaussées souples

Ce type de structure comporte une couche de surface en béton bitumineux qui repose sur une couche d'assise en matériaux bitumineux de maximum 15 cm épaisseur et une ou plusieurs couches en matériaux granulaires non-traités (graves non-traités). L'épaisseur totale de la chaussée est en général comprise entre 30 et 60 cm.

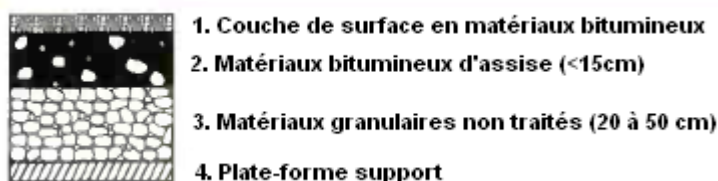


Figure 1.2 Structure de chaussée souple [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

Les contraintes verticales induites par le trafic engendrent des déformations plastiques du sol ou des graves non-traités qui se transforment en déformations permanentes de type orniérage en surface de la chaussée. La couverture bitumineuse est soumise à des efforts répétés de traction - flexion, qui entraînent un endommagement en fatigue, visible sous la forme de fissures. La dégradation des fissures facilite l'infiltration de l'eau dans la structure, ce qui favorise les épaufrures aux lèvres des fissures avec le départ de matériaux et la formation des nids de poule.

1.2.2 Chaussées bitumineuses épaisses

Ces chaussées sont formées d'une couche de surface en matériaux bitumineux et une couche d'assise en matériaux bitumineux comprise entre 15 et 40 cm.

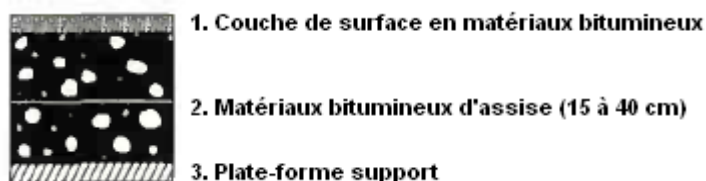


Figure 1.3 Structure de chaussée bitumineuse épaisse [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

Les efforts issus du trafic sont repris en traction dans les couches d'assise en matériaux bitumineux. La qualité de l'interface a une grande influence sur leur comportement mécanique. Dans l'hypothèse des couches collées, la déformation maximale de traction se produit à la base de la couche la plus profonde. Dans les cas des couches décollées, chaque couche est sollicitée en traction et est susceptible de rupture en fatigue. La rigidité des couches d'assise permet une bonne division des contraintes et les contraintes verticales

transmises au sol support sont suffisamment faibles pour ne pas entraîner des déformations permanentes avant l'endommagement en fatigue des couches bitumineuses.

Les conditions d'environnement provoquent les mêmes phénomènes que pour les chaussées souples : orniérage par fluage favorisé par les températures élevées et un trafic lourd et lent, qui affectent en général la couche de surface, l'infiltration de l'eau qui conduit à la formation des nids de poule.

1.2.3 Chaussées semi-rigides

Les chaussées semi-rigides sont dénommées aussi chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques. Elles sont composées d'une couche de surface en matériaux bitumineux et une couche d'assise en matériaux traités aux liants hydrauliques, disposée en une ou deux couches dont l'épaisseur totale varie de 20 à 50 cm.

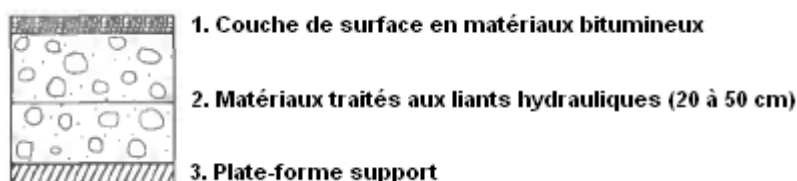


Figure 1.4 Structure de chaussée semi-rigide [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

La grande rigidité structurelle fait que les contraintes transmises au sol sont faibles. La couche d'assise traitée est soumise à des contraintes de traction – flexion qui ont une grande importance dans le dimensionnement. La couche bitumineuse, sous l'effet de passages de poids lourds et de variations thermiques, est soumise au phénomène de « fissuration de fatigue ».

L'impact des conditions d'environnement sur les chaussées semi-rigides se traduit par des phénomènes de retraits thermiques et de prise de la couche d'assise qui favorisent la fissuration transversale. Les fissures remontent à travers la couche de surface et tendent à se dédoubler et se ramifier sous l'effet du trafic. La fissuration de retrait favorise la pénétration de l'eau dans la chaussée, ce qui conduit à une diminution de la qualité du collage de l'interface couche de surface – couche d'assise et favorise la fissuration de fatigue. La présence de l'eau engendre également une diminution de la qualité de la partie supérieure de la couche d'assise et une augmentation de la déformation en traction à la base de la couche bitumineuse.

A ces types de fissuration s'ajoute l'usure de la couche de roulement en matériaux bitumineux due aux efforts tangentiels exercés par les charges roulantes et « l'orniérage » par fluage dans le cas de conditions excessives de température et de sollicitation du trafic. Les couches de roulement subissent aussi la fissuration par fatigue thermique suite à un vieillissement du bitume.

1.2.4 Chaussées à structure mixte

Ces structures sont caractérisées par un rapport entre l'épaisseur des matériaux bitumineux et l'épaisseur totale de la chaussée de 0,5. Leur structure comporte les couches de surface et de base en matériaux bitumineux, reposant sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques de 20 à 40 cm.

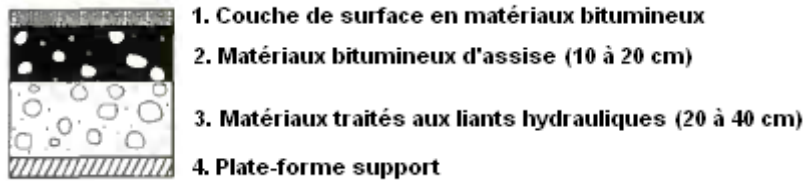


Figure 1.5 Structure de chaussée à structure mixte [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

Chaque couche a ses fonctions. Les couches bitumineuses assurent la continuité, ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche de fondation et contribuent à la diminution des contraintes de flexion à la base de la fondation. La couche de fondation, qui est très raide, diffuse et diminue les efforts transmis au sol support.

Sous les sollicitations du trafic, l'adhérence de couches initialement collés diminue et peut se rompre dans certaines zones, phénomène qui entraîne une augmentation significative des contraintes en traction dans la couche de base qui peut périr en fatigue. La couche traitée aux liants hydrauliques est soumise au retrait et les variations de température associées à l'effet du trafic ont l'effet de propager les fissures de retrait.

1.2.5 Chaussées à structure inverse

Les chaussées à structure inverse ont une couche de roulement et une couche de liaison en matériaux bitumineux de 15 cm épaisseur, une couche de base en matériaux non-traités et une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale est généralement comprise entre 60 et 80 cm.

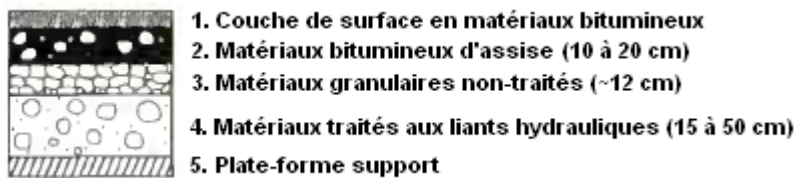


Figure 1.6 Structure de chaussée à structure inverse [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

Chaque couche a un rôle fonctionnel apart : la couche de roulement assure l'étanchéité de la chaussée, la couche granulaire a la fonction d'éviter la remontée des fissures d'origine thermique de la couche en matériaux traités aux liants hydraulique et la couche de fondation a le rôle d'atténuer les contraintes transmises un sol support et d'assurer une faible déformabilité.

Les essais réalisés sur le Manège de Fatigue de Nantes ont mis en évidence les principaux modes de dégradation comme un léger orniérage dû à la couche granulaire et une fissuration des couches bitumineuses après un grand nombre de cycles. Les détériorations sont rapides quand l'eau pénètre dans la structure et s'accumule dans la couche granulaire.

1.2.6 Chaussées rigides

Les chaussées rigides sont des chaussées en béton de ciment d'épaisseur de 15 à 40 cm, recouvertes ou pas par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation soit directement sur le support de la chaussée.

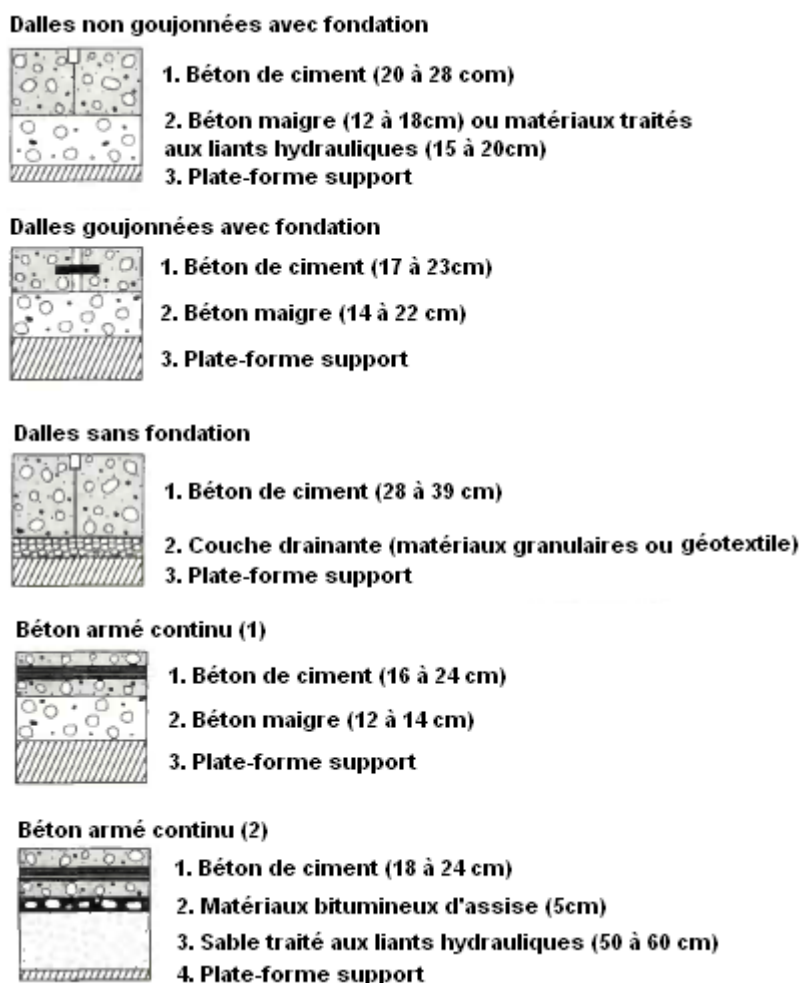


Figure 1.7 Les principaux types de chaussées rigides [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

Les sollicitations de trafic sont reprises en flexion par la couche de béton de ciment et la sollicitation déterminante est la contrainte de traction par flexion à la base de cette couche. Les contraintes de compression transmises au sol sont faibles. L'effet de la prise du béton et de variations thermique est la fissuration de retrait du béton, généralement contrôlée par des joints transversaux ou par la mise en place d'armatures continues longitudinales (répartition par adhérence de déformations de retrait par de fissures fines).

Les principaux modes d'endommagement sont la fissuration due aux contraintes de traction excessives à la base des dalles discontinues et le phénomène de pompage relié à l'évolution des conditions d'appui aux alentours des joints et des fissures.

1.3 La méthode française de dimensionnement des chaussées neuves

La méthode actuelle de dimensionnement de chaussées utilisée en France [Guide technique SETRA-LCPC, 1994] est une méthode « rationnelle » de calcul élaborée par le Service d'études sur les transports, les routes et leur aménagements (SETRA) et le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Le LCPC est aujourd'hui une partie constituante de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR).

1.3.1 Principes de la méthode

La méthode combine une analyse mécanique de fonctionnement de la structure avec les résultats de laboratoire sur l'endommagement en fatigue des matériaux, les connaissances tirées de structures réelles et du Manège de fatigue du LCPC. Depuis plusieurs années, cette méthode est utilisée pour le dimensionnement d'infrastructures routières, portuaires et aéroportuaires, ainsi que pour les voies ferrées.

Le modèle de calcul associé à cette méthode est le modèle de Burminster de l'année 1943. Ce modèle considère la structure de chaussée comme un ensemble multicouche élastique linéaire, homogène et isotrope dans lequel le sol et éventuellement la couche de forme sont représentés par une couche semi-infinie. Les interfaces entre les différentes couches peuvent être considérées collées, semi-collées ou décollées. Le modèle est intégré dans le logiciel Alizé développé par le LCPC et le SETRA et depuis les années soixante-dix représente le programme de référence de calculs de dimensionnement mécanique et la vérification au gel-dégel des structures de chaussées en France [<http://www.itech-soft.com>].

Le principal désavantage du modèle vient du fait que les couches sont infinies en plan et en conséquence le modèle ne permet pas d'aborder les effets de bord, comme celui d'une charge au bord d'une fissure ou au bord de la chaussée. Le chargement du trafic est appliqué sur des disques circulaires par une pression verticale uniforme et statique. Dans cette configuration de chargement de type circulaire et des couches infinies en plan, le problème traité prend en compte une symétrie de révolution. Ceci facilite considérablement les calculs par l'utilisation des coordonnées cylindriques. Les résultats du calcul se présentent sous forme des champs de contrainte « σ » et de déformation « ε ».

1.3.2 Le calcul de dimensionnement

Afin d'effectuer le calcul de dimensionnement d'une chaussée, il est nécessaire de recueillir des informations concernant le trafic, le sol, les caractéristiques des matériaux utilisés, l'environnement climatique et hydrologique. Les étapes principales du calcul de dimensionnement sont :

- 1) le choix des paramètres de dimensionnement : la durée, la classe de la plateforme, le type de structure, les matériaux d'assise, la couche de roulement, l'hiver de référence, le risque de calcul,
- 2) la détermination des efforts admissibles sous l'essieu français de référence de 130 kN,
- 3) le pré-dimensionnement par rapport à des situations réelles,
- 4) le calcul des efforts maximaux de la structure pré-dimensionnée avec le modèle de Burminster,
- 5) la vérification de la structure et de la déformation du sol support (valeurs maximales inférieures aux valeurs admissibles),
- 6) l'ajustement des épaisseurs,
- 7) la vérification au gel – dégel,
- 8) la définition de la coupe transversale de la chaussée.

Le calcul de efforts admissibles est effectué en fonction de caractéristiques des matériaux en fatigue, avec l'association des coefficients de correction (de risque k_r , de plate-forme k_s , de discontinuité k_d , de calage k_c) qui rendent le calcul probabiliste. Les caractéristiques des matériaux en fatigue sont déterminées à partir des essais de flexion réalisés à 10°C avec une fréquence d'application de la charge de 25 Hz. Le but est de prévoir la fissuration des chaussées engendrée par le passage répété des poids lourds.

Pour les matériaux bitumineux, la valeur de l'extension horizontale maximale admissible « $\varepsilon_{t,adm}$ » est estimée à partir de la déformation « ε_6 » qui engendre une durée de vie en fatigue d'un million de cycles de passages. La durée de vie en fatigue d'un enrobé bitumineux est définie par la norme [EN 12697-24, 2012] comme le nombre de cycles de chargement correspondant à une diminution de moitié du module de rigidité du matériau, obtenu en laboratoire dans des conditions d'essai précises. De même, la déformation maximale admissible est estimée en fonction du module de rigidité du matériau à deux températures (10°C et 15°C) avec une fréquence d'application de la charge de 10 Hz. Ces valeurs de référence proviennent de résultats d'essais de laboratoire en flexion en deux points effectués sur des éprouvettes trapézoïdales, l'essai de référence en France. D'autres types d'essais sont également acceptés par la norme.

Pour les couches en matériaux traités aux liants hydrauliques, la valeur de la contrainte de traction horizontale maximale admissible « $\sigma_{t, adm}$ » est approximée en fonction de la valeur de contrainte qui engendre une durée de vie en fatigue d'un million de cycles de passages notée « σ_6 ».

La troisième valeur qui reste à vérifier est la déformation verticale des couches non-traités et du sol support notée « ε_z », calculée en fonction du trafic équivalent en nombre d'essieux équivalents (NE) et des deux paramètres.

Le calcul rationnel d'une structure de chaussée est ainsi fondé sur l'analyse des contraintes et des déformations. La représentation schématique d'une structure de chaussée en vue d'un calcul rationnel est d'abord établie à partir de l'étude en laboratoire des propriétés des matériaux de chaussée, respectivement : l'étude de module et l'étude de fatigue [Cours de routes, 1991]. Lors de ce travail de thèse, ces études ont été faites sur le béton bitumineux et le béton bitumineux renforcé par grille en fibre de verre. Le but était d'apporter un plus à la démarche actuelle de dimensionnement des chaussées à travers le développement d'un modèle de prédiction de l'endommagement en fatigue des matériaux bitumineux renforcés par grilles en fibre de verre.

1.4 La fissuration de fatigue des chaussées et les systèmes retardateurs de fissuration

Selon leur nature, leur mise en œuvre et les efforts induits par les chargements auxquels elles sont soumises, les chaussées peuvent présenter plusieurs types de dégradations et de ruptures. En fonction des causes de la fissuration, on distingue : les fissures de prise et de retrait thermique, les fissures de fatigue, les fissures par réflexion d'une discontinuité de la couche sous-jacente, les fissures provoquées par le mouvement du sol support, les fissures de construction et les fissures du vieillissement.

Ce travail s'intéresse notamment aux fissures de fatigue. La fissuration de fatigue est un phénomène de dégradation qui se produit dans tous les types des chaussées, lorsque la chaussée a subi un trafic équivalent (cumulé) supérieur à sa limite admissible. Les fissures de fatigue sont initiées dans la couche de surface et peuvent s'étendre à l'ensemble de la structure sous forme de faïençage. Ce phénomène peut affecter les matériaux de toutes les couches de la structure de chaussée ou se limiter à ceux de la couche de roulement.

Les fissures de fatigue sont la conséquence d'une insuffisance structurelle et précèdent le phénomène de destruction de la structure. Pour empêcher la destruction de la chaussée, des travaux d'entretien avec la mise en place de systèmes retardateurs de fissuration sont nécessaires. Pour ceci, il est important de distinguer la fissuration de fatigue de chaque catégorie de chaussée et connaître les systèmes qui retardent ce phénomène.

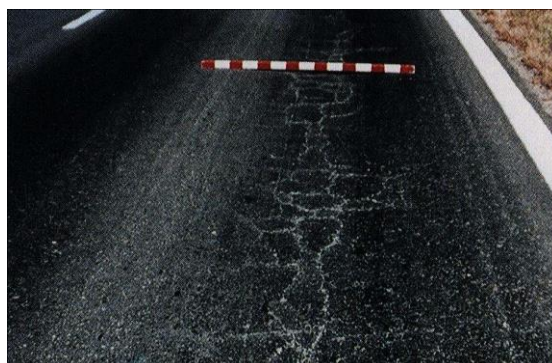


Figure 1.8 Fissuration d'une chaussée bitumineuse par fatigue (photo LCPC, 1998)

1.4.1 La fissuration de fatigue des différents catégories de chaussées

Dans le cas des chaussées souples, la fissuration de fatigue est due aux efforts répétés de traction-flexion à la base de la couche de surface bitumineuse, qui entraînent la fatigue de celle-ci et l'apparition en surface de la fissuration longitudinale. Avec le temps, ces fissures évoluent vers un faïençage à mailles fines.

Dans une structure de chaussée bitumineuse épaisse, se sont les efforts répétés de traction-flexion à la base de la couche d'assise bitumineuse qui conduisent à la dégradation par fatigue de la couche et à une fissuration qui remonte vers la surface, affectant la couche de roulement. Les fissures dans les bandes de roulement sont longitudinales et évoluent vers un faïençage. Ces fissures visibles en surface peuvent également se propager du haut vers le bas des couches bitumineuses.

La fissuration de fatigue des chaussées à structure mixte est causée par les efforts de traction à la base de l'assise hydraulique, qui entraîne sa dégradation par fatigue avec l'apparition d'une fissure longitudinale. Lorsque la grave hydraulique est dégradée ou l'interface entre cette couche et la couche en enrobé bitumineux est faible, la couche de base est sollicitée à la fatigue avec la formation des fissures longitudinales qui remontent vers la surface.

Dans le cas des chaussées à structure inverse, la fissuration de fatigue des couches bitumineuses favorise les entrées d'eau dans la grave non traitée et altère sa rigidité et sa sensibilité aux déformations permanentes. Ce phénomène amplifie la fatigue des couches bitumineuses avec une évolution des fissures vers du faïençage.

En ce qui concerne les chaussées en béton de ciment, les sollicitations créées par le gradient thermique sont supérieures à celles induites par le trafic. Toutefois, c'est la combinaison de ces deux types de sollicitations qui provoque l'endommagement par fatigue de ces structures.

Dans le cas des chaussées semi-rigides la fissuration de fatigue est produite par les efforts de traction à la base de l'assise hydraulique qui entraînent sa dégradation par fatigue. Les fissures dans les bandes de roulement sont longitudinales et peuvent conduire à la ruine de la structure en se maillant avec des fissures de retrait.

Dans les années 1960, l'épaisseur de la couverture bitumineuse des chaussées semi-rigides était faible (d'environ 5 cm) et souvent en matériaux perméables, ce qui n'assurait pas une protection suffisante de la couche d'assise contre la dégradation. La surface de la couche d'assise se dégradait par attrition avec la pénétration de l'eau, et les dégradations évoluent sous la forme de « faïençages » et « nids de poule ». Après 1975, l'épaisseur de la couche de surface bitumineuse a été augmentée pour protéger la surface de la couche d'assise et maintenir sa qualité plus longtemps. Cette augmentation a retardé la remontée de fissures. La solution étant coûteuse, une attention particulière a porté sur la recherche des procédés pour contrôler la fissuration de retrait comme la « pré-fissuration des couches d'assise » et les systèmes retardateurs de fissuration ou « complexes anti-fissures » employés pour ralentir la remontée des fissures à travers la couche de surface.

1.4.2 Les systèmes retardateurs de fissuration

Généralement, un système retardateur de fissuration est composé d'une couche d'accrochage et de nivèlement, d'une interface et d'une couche bitumineuse supérieure. Le système est adapté en fonction du niveau et des causes des dégradations et dans certains cas une ou même deux composantes ne sont pas nécessaires.

La couche d'accrochage et de nivèlement est une couche fine en matériaux bitumineux de granularité de 0 mm à 7 mm, qui permet la réalisation d'une surface uniforme avant la mise en œuvre des nouvelles couches. Elle a également la fonction d'assurer une bonne liaison entre les couches existantes et les nouvelles couches. Dans le cas d'une liaison faible entre ces deux couches, le délaminage peut apparaître avec l'initiation des fissures supplémentaires et les matériaux peuvent se rompre en fatigue.

D'après Vanelstraete et De Bondt [Florence, 2005], les interfaces peuvent être classées en trois catégories en fonction de leur fonction :

- *les interfaces souples*. Ce type d'interface a une bonne résistance aux grandes déformations.

Le système le plus utilisé en France est le sable enrobé, composé d'un mélange de sable et de bitume ou bitume modifié, qui est mis en place sur une couche d'accrochage en émulsion de 300 à 500 g/m².

Un autre système est le SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayers), composé d'une couche épaisse de liant bitumineux, enrichie en polymères et généralement gravillonnée, mise en place directement sur l'ancien support.

- *les interfaces rigides*. Ce type d'interface a le rôle de renforcer la couche et de limiter la propagation des fissures dans la couche de roulement.

Depuis plus de vingt ans les « géo-grilles » comprenant les grilles en fibre de verre, en fibre de polypropylène ou en fibre de polyester ont démontré leur rôle de renforcement de chaussée. Elles sont mise en place sur une couche d'accrochage en émulsion de bitume résiduel et sont souvent combiné à une membrane non-tissé qui assure également l'étanchéité de la structure. Un point essentiel dans leur bon fonctionnement est la mise en place.

Les grilles d'armature métallique comme les treillis soudés ou le système de « nids d'abeilles » sont des grilles en acier fixées au support par clouage ou à l'aide d'une couche fine de bitume qui ont également prouvé leur efficacité.

- *les interfaces étanches*. Ces interfaces empêchent l'infiltration de l'eau dans la structure de la chaussée.

Les membranes non tissées sont représentées par des membranes géotextiles en polypropylène ou polyester de quelques millimètres épaisseur, mises en place sur une couche d'accrochage épaisse de liant, de préférence enrichie en polymères.

1.5 Matériaux composites de renforcement

1.5.1 Généralités. Matériaux composites à fibres

Un matériau composite est un assemblage minimum de deux matériaux distincts avec des caractéristiques mécaniques différentes, ce qui conduit à l'obtention d'un produit à performance qu'aucun des composants ne pourrait donner seul [Bathias et coll., 2009]. En général, il est composé de deux phases : un renfort et une matrice qui enveloppe le renfort. Les propriétés des matériaux composites dépendent des propriétés et des proportions des phases.

Les composites peuvent être de trois types : composites renforcés par des fibres (fibres continues alignées et discontinues alignées ou aléatoirement alignées), composites renforcés par des particules et composites structuraux.

Les matériaux composites à fibres se sont développés pendant le vingtième siècle, avec la création des fibres synthétiques (le renfort) et des résines (la matrice). Une fibre est une forme de matière possédant une résistance à la rupture et souvent un module d'élasticité beaucoup plus élevés que ceux du même matériau sous forme massive [Bathias et coll., 2009].

Les fibres existantes sont de différents types : les fibres de verre, les fibres de bore, les fibres de carbone, les fibres organiques (fibre de rayonne – cellulose régénérée, fibres de polyamide, fibres de polyester, fibres d'aramide), les fibres oxydes, les fibres de carbure silicium.

Les fibres de verre constituent le renfort le plus répandu pour les matériaux composites, et représentent environ 99% en poids des renforts sans prendre en compte le caoutchouc renforcé. La production industrielle des fibres en verre a débuté dans les années 1930 [Bathias et coll., 2009] avec la création de la société Owens Corning. Le verre en masse est un matériau fragile, mais il possède une très bonne résistance mécanique, (comparable à celle des aciers) [Guillon, 1995] quand il est fibré sous forme de filaments de très faibles diamètres et puis associé parallèlement sous forme de fils. Leur principale utilisation est le renforcement des bétons et des polymères en vue de fabriquer des matériaux plus performants. Ces fibres trouvent d'autres applications dans les domaines de l'isolation, de l'optique et de la télécommunication.

Les résines sont des matériaux légers de type polymères, employés en solution ou fondus pour imprégner des fibres. Leurs propriétés principales sont : les températures d'utilisation inférieures à celle des métaux, la bonne résistance à l'action des milieux corrosifs et le faible module mécanique qui facilite le transfert de charge aux fibres. Le fait qu'elles ne possèdent pas de hautes performances et qu'elles puissent absorber de l'eau représentent les principaux inconvénients de ces matériaux, qui peuvent diminuer les performances des composites. Les résines sont groupées en deux catégories principales : thermoplastiques et thermodurcissables. Les résines thermodurcissables sont le plus employées comme matrice dans les composites, environ 85% étant des polyesters.

1.5.2 La grille en fibre de verre

La grille en fibre de verre est un matériau composé de filaments en fibre de verre de diamètre de 10 à 30 micromètres, assemblés à l'aide d'une résine synthétique. L'utilisation de ce matériau composite comme renforcement des structures de chaussées a débuté à la fin des années 1960. Les années 1990 représentent la période de croissance de l'emploi du produit dans ce domaine et actuellement elle est un de systèmes d'entretien les plus efficaces.

Concernant la position de la grille en fibre de verre dans la structure de la chaussée, il n'y a pas de position optimale proposée dans la littérature [Nguyen et al., 2013]. Etant donné que sa principale utilisation est de renforcer les chaussées fissurées ou de ralentir la remontée des fissures plus profondes vers la couche de surface de la chaussée, elle devrait être placée à l'endroit où les efforts de traction sont importants, respectivement le bas des couches bitumineuses. Toutefois, certains auteurs ont montré que la propagation des fissures peut se faire aussi bien du bas vers la surface de la structure que de la surface vers le bas de la structure, ce qui signifie que dans certains cas les efforts les plus importants peuvent se former ailleurs. Une autre fonction de l'ensemble formé par la géo-grille et l'émulsion de bitume est d'assurer l'étanchéité des couches situées en dessous. Dans la pratique, la grille en fibre de verre est mise en place dans la partie inférieure des couches bitumineuses. Tenant compte de ses fonctions, elle est souvent prévue au niveau de l'interface entre la couche de base et la couche de roulement en enrobé bitumineux.

La géo-grille est collée sur le support à l'aide d'une couche d'accrochage en émulsion de bitume résiduel. La qualité de l'interface a un impact déterminant sur les caractéristiques mécaniques de l'ensemble et pour obtenir les performances attendues l'interface doit être parfaitement collée. Ceci se fait quand la surface support est plane, lisse, propre et sèche. Dans certains cas, une couche de nivellement granulaire de 20 à 50 mm peut être nécessaire.

Un autre aspect aussi important est la mise en œuvre et celle recommandée se fait à l'aide d'un rouleau ou cylindre pneumatique revêtu de caoutchouc, pour améliorer la liaison avec la surface support.

Le complexe enrobé bitumineux - grille en fibre de verre a montré un très bon comportement sous un grand nombre de cycles de chargement sur plusieurs chantiers existants. Elle peut être utilisée pour des réparations locales (joints, fissures localisées) ou bien sur toute la surface de la chaussée. Les exemples présentés par la suite le confirment.

1.5.3 Exemples de chantiers avec grilles en fibre de verre et retours d'expérience

La grille en fibre de verre enduite fait partie des complexes anti-fissures rigides qui ont donné des résultats plus que satisfaisants sur des nombreux chantiers de chaussées, des plateformes aéroportuaires, portuaires et industrielles. Dans cette partie nous rappelons quelques exemples des chantiers ou des grilles de la même famille que celle étudiée ont été employées comme renforcement.

1.5.3.1 Exemples de renforcement des structures existantes

a. Renforcement des chaussées déformables sous trafic lourd

Le procédé Colgrill R initié par le groupe Colas est un complexe de grille en fibre de verre et enrobé bitumineux qui a montré son efficacité sur un suivi de 10 ans d'une section de la RD 624 dans le département de l'Aude (fig.1.9a) [RGRA n° 904, 2012]. La géo-grille renforce les enrobés bitumineux et l'ensemble augmente les performances et réduit les contraintes du trafic, en soulageant les supports déformables. Un autre exemple d'application du procédé est le chantier du RD 438 à Saint-Simon (02) en zone marécageuse (fig. 1.9b).



Figure 1.9 Mise en œuvre de Colgrill a. RD 624 (11) b. RD 438 à Saint-Simon (02) [RGRA n° 904, 2012]

b. Renforcement du joint d'autoroute

Le renforcement du raccordement de la voie médiane avec la voie rapide de circulation présentait des dégradations superficielles et une fissuration incompatibles avec la mise en œuvre d'un simple béton bitumineux de type BBTM. Après le fraisage du joint sur une épaisseur de 4,5 cm et sur la largeur des deux voies, celui-ci a été recouvert d'une géo-grille.



Figure 1.10. Géo-grille sur le joint voie médiane-voie rapide [RGRA, n° 845, 2006]

c. Renforcement des structures spéciales, de type plateformes portuaires et aéroportuaires

Le renforcement par géo-grille de la plateforme du Port de Lorient a été fait suite aux dégradations créées par les contraintes dues à la sortie de l'eau des bateaux et à leur transport jusqu'au hangar (1000 t sur 8 essieux). La structure de la plateforme est composée de : 12 cm d'enrobé à module élevé de type EME Classe 2 au bitume 5/15, grille en fibre de verre ROTAFLEX 838 de résistance de 100 KN/m et 12 cm d'EME Classe 1.



Figure 1.11. Chantier de géo-grille au Port Lorient, décembre 2001(photo 6D Solution)

Le renforcement par géo-grille sur une surface de 4000 m² de la voie W à l'Aéroport Toulouse Blagnac, a été fait suite au problème de fissuration et déflexions de 70/100 mm sous charge aéronautique. La géo-grille ROTAFLEX 838 a été mise en œuvre après un rabotage sur 13 cm (8 cm BBA et 5 cm EME), respectivement sur l'ancien support de 2 cm EME. Le collage a été fait avec une couche d'accrochage de 800 g/m² d'émulsion de bitume résiduel. La nouvelle chaussée : 60 à 140 de graves non-traités (GNT), 13 cm de grave bitume (GB), grille, 7cm d'enrobé à module élevé (EME), 6 cm de béton bitumineux à module élevé (BBME).



Figure 1.12. Chantier de géo-grille à l'Aéroport Toulouse Blagnac, octobre 2010 (photo 6D Solution)

1.5.3.2 Exemple de renforcement d'une structure dès sa conception

La géo-grille présente des bonnes caractéristiques en traction et forme avec le béton bitumineux un matériau composite capable de retarder l'apparition et la remontée de fissures vers la surface. En conséquence, la durée de vie de la chaussée devient plus longue que celle correspondant à la même structure non-renforcée. Dans l'exemple ci-dessous, le renforcement par géo-grille est pris en compte dès la conception de la chaussée, sans être considéré dans le calcul de dimensionnement.

La chaussée semi-rigide renforcée à l'aide de géo-grille est une plateforme de déchargement de conteneurs, construite en 2009 au Grand Port Maritime du Havre. Le calcul de dimensionnement de la plateforme a été réalisé par l'entreprise Epsilon et la structure est la suivante :

- une couche de roulement en béton bitumineux semi-grenu (BBSG) de 5 cm,
- une couche de base en grave cendre volante hydraulique (GCV) de 35 cm,
- une couche de forme traitée de 40 cm de sable ciment de catégorie III (SC3).

La grille en fibre de verre de type CIDEX 50 SB a été intégrée à la base de la couche de roulement. Pour des raisons de mise en œuvre, une couche de gravillonnage de 2 cm a été réalisée sur la grave cendre volante afin de mettre en place la géo-grille.

Le suivi du chantier de sa réalisation (2009-2013) a montré un bon comportement vis-à-vis des remontés de fissures. A l'état actuel, la plateforme renforcée ne présente pas des fissures visibles en surface, ce qui montre que la géo-grille a retardé la remontée des fissures (notamment d'origine thermique). Cette observation est faite par la comparaison avec une plateforme voisine non-renforcée, ayant la même structure, où les fissures sont remontées et sont visibles après les 4 ans suivant la réalisation. Le rôle de renforcement de la géo-grille vis-à-vis de la structure, notamment sur le comportement en fatigue, sera jugé après les 20 ans de durée de vie théorique (2029).



Figure 1.13. Renforcement d'une plateforme portuaire - Port Autonome du Havre (photo I.A)

1.5.4 Travaux antérieurs sur le renforcement de chaussées à l'aide de géo-grilles

L'utilisation relativement récente des géo-grilles est la principale raison qui fait qu'aujourd'hui la littérature ne dispose pas d'une étude complète sur leurs propriétés. Néanmoins, plusieurs recherches ont été menées sur le rôle des géo-grilles dans la structure bitumineuse in situ et en laboratoire, et ont permis de valider leur rôle de renforcement.

1.5.4.1 Observations sur manège

[Kerzreho et Hornych, 2011] ont montré dans le cadre du projet FORMAT (Fully Optimised Road Maintenance) à l'aide d'essais effectués sur le manège de fatigue de l'IFSTTAR, que le complexe formé de béton bitumineux très mince BBTM et de géo-grille est la technique d'entretien la plus résistante contre la fissuration transversale par comparaison avec deux autres solutions testées. Le complexe de BBTM de 2,5 cm et de géo-grille Cidex 35/70 avec 500 g/m² de bitume résiduel pour la couche d'accrochage a montré un très bon comportement en comparaison avec la solution en béton bitumineux mince de 4cm et la solution de béton bitumineux très mince classique de 2,5 cm. Plus précisément, après 3,3 millions de chargements réalisés en 5 ans, la planche correspondant à la solution d'entretien avec géo-grille a présenté une fissuration transversale marquée sur 10% de la longueur, alors que les deux autres planches présentaient une fissuration transversale ouverte et marquée sur toute leur longueur.

[Pasquini et al., 2012] ont effectué des mesures de déflexion à l'aide d'un déflectomètre FWD (Falling Weight Deflectometer) sur 8 types de structures d'entretien mise en place après le fraisage de 10 cm d'enrobé bitumineux d'une ancienne chaussée. La chaussée était formée de 15 cm d'enrobé bitumineux reposant sur une couche de fondation granulaire de 40 cm. Parmi les 8 structures proposées, on compte, une structure de référence non renforcée (10 cm de béton bitumineux) et 7 avec géo-grilles (réalisées en 2 couches : 2 cm + géo-grille + 8 cm). Les mesures ont montré que la présence du renforcement n'augmente pas la rigidité de la structure non endommagée, le rôle de la grille étant d'augmenter la durée de vie en fatigue. Ces expériences ont aussi mis en évidence l'importance de la couche d'accrochage et l'importance d'une surface support plane afin d'assurer la bonne mise en œuvre des géo-grilles. Le suivi de près des chantiers a permis de valider l'importance de ce type de renfort in situ. Le retard de la remontée des fissures constaté dans le cas des structures renforcées à l'aide des géo-grilles a montré que les performances mécaniques des bétons bitumineux se sont bien améliorées par l'utilisation du renforcement.

1.5.4.2 Résultats de laboratoire

Les essais de fatigue effectués en laboratoire sous différentes conditions de chargement et de température dans le cadre des travaux cités ci-dessous ont montré des augmentations significatives de durée de vie en fatigue des éprouvettes renforcées par géo-grilles et autres renforts par rapport à celles non-renforcées.

L'étude réalisée à Nottingham [Brown et al., 2000] a montré par des essais sur des plaques renforcées sur un support semi-continu, dans la configuration de la flexion 4PB alternée en force contrôlée à 20°C et 5Hz, que la présence de la géo-grille réduit la vitesse de propagation des fissures dans les couches bitumineuses situées en dessous et au-dessus. Ceci a mis en évidence l'existence d'une zone d'influence de la grille sur l'état de déformation dans le béton bitumineux, même si le renforcement n'a pas augmenté la rigidité de l'éprouvette. Les plaques testées de 400 x 200 x 90 mm³ étaient renforcées avec une géo-grille à 30 mm de leur base et pré-fissurées au milieu sur une hauteur de 10 mm de la base.

[Bacchi, 2009] a effectué des essais de fatigue en flexion en quatre points (4PB) à 5°C et 10 Hz avec un chargement sinusoïdal en déformation contrôlée (déplacement = ct.) dans deux configurations, respectivement : en flexion alternée et en flexion unidirectionnelle (haversine). Les éprouvettes testées étaient des poutres en béton bitumineux de 400 x 60 x 50 mm³ (L x B x H), fabriquées en structure monocouche, de deux types : non-renforcés et renforcés par une géo-grille placée à la base de la poutre lors de la fabrication des plaques. Les résultats de deux types d'essais 4PB ont montré que l'essai de fatigue en flexion unidirectionnelle est mieux adapté pour tester les poutres renforcées de cette façon. Lors des essais de flexion alternée, les fissures se sont propagées du haut vers le bas des poutres, ce qui a rendu impossible l'observation du rôle de renforcement de la grille. L'essai de fatigue unidirectionnelle a montré une augmentation en durée de vie apportée par la géo-grille différente en fonction du critère d'interprétation utilisé. Ainsi, à l'aide du critère de réduction du module de rigidité, la durée de vie en fatigue des éprouvettes non-renforcées est multiplié par un facteur de 2,4 par l'utilisation de la géo-grille. Dans le cas d'une interprétation par le critère énergétique, le facteur est de 4.

Les essais de fatigue suivants sont des essais en flexion unidirectionnelle, effectués sur des poutres en béton bitumineux en structure bicouches, renforcées par une géo-grille ou un autre système retardateur de fissure, placé au niveau de l'interface entre les deux couches.

- Les essais de fatigue en 4PB effectués à l'NPC (Netherland Pavement Consultant) [Coppens et Wieringa, 1993][6D Solutions, 2004], sur des plaques de 600 x 180 x 90 mm³ non-renforcées et renforcées par une géo-grille à 30 mm de leur base, ont montré que la présence de la géo-grille augmente significativement la durée de vie (jusqu'à 18 fois). Les essais ont été pilotés en force contrôlée $F = 0,4$ MPa, à 15°C et avec une fréquence de 30 Hz.

- Les essais de fatigue 4PB de [Agostinacchio et Fiori, 2007], réalisés en déformation contrôlée, à 5°C et 25°C et 10 Hz, ont été effectués sur des poutres en béton bitumineux de 380 x 63 x 50 mm³ non-renforcés et renforcés à la base par une géo-grille (lors de la fabrication ou collé à l'émulsion après la fabrication des plaques). Les résultats ont montré une augmentation en durée de vie de fatigue due à la géo-grilles de 2 à 3 fois avec le critère de réduction du module de rigidité.

- Les essais de fatigue 4PB de [Virgili et al., 2009], effectués en force contrôlée, avec un chargement de type sinusoïdal en compression de 0 kN à 1 kN, ont été effectués à 20°C et 1 Hz sur des poutres en béton bitumineux 305 x 100 x 75 mm³ non-renforcés et renforcés avec

différents types de renforcements placés à 30 mm de la base des poutres. Les résultats ont montré l'augmentation de la durée de vie apportée par chaque type de renforcements $N_{f,r}$ par rapport à celle de poutres non-renforcées $N_{f,nr}$. L'augmentation est exprimé par l'indicateur IR ou « improuvement ratio » défini comme $IR = (N_{f,r} - N_{f,nr}) \times 100 / N_{f,nr}$. Les valeurs suivantes ont été obtenues : IR = 100% pour la grille en fibre de verre, IR = 79% pour la géo membrane, IR = 66% pour la grille en polyester, IR = 34% pour les poutres en 2 couches collées avec de l'émulsion.

- Les essais de fatigue 4PB de [Ferroti et al., 2011], menés en force contrôlée, avec un chargement sinusoïdal en compression de 0 kN et 3 kN, à 20°C et 1 Hz, ont été effectué sur des poutres en béton bitumineux 305 x 90 x 75 mm³ non-renforcés et renforcées avec différents types de renforcements placés à 30 mm de la base des poutres. L'indicateur IR est calculé comme précédemment par rapport aux éprouvettes non renforcées et les résultats ont conduit à : IR = 250% pour la géo-grille et IR = 38% pour les poutres en 2 couches collées avec de l'émulsion.

- Les essais de fatigue 3PB de [Pasquini et al., 2012], réalisées en déformation contrôlée, à 20°C et avec une vitesse de déplacement de 50 mm/min, ont été effectués sur des poutres en béton bitumineux 305 x 90 x 75 mm³ non-renforcés et renforcées avec une grille en fibre de verre placée à 30 mm de la base de la poutre. Les résultats conduisent à penser que la grille a le rôle de retarder significativement la propagation des fissures mais qu'elle ne ralentit pas l'initiation des fissures. L'énergie de rupture « fracture energy » T des éprouvettes renforcée par grilles, qui est un indicateur de la propagation des fissures, est 3 fois supérieure à celle des éprouvettes non-renforcées.

D'autres catégories d'essais ont mis en évidence les propriétés de la grille, comme :

- L'essai de fissuration thermique effectué par Franken [6D Solutions, 2004] au Centre de Recherche Routières en Belgique, simulant le retrait thermique d'une chaussée en béton renforcé par plusieurs type d'interfaces anti-fissures a classé les grilles en fibres de verre comme étant parmi les plus performantes.

- L'essai de retrait-flexion du LRPC d'Autun [6D Solutions, 2004] a classé la grille de résistance mécanique 10 kN/m comme très efficace et meilleure que d'autres procédés reconnus.

Par rapport aux essais rappelés dans cette partie, les essais de fatigue effectués dans ce travail de thèse qui sont présentés dans le chapitre 4 sont uniques. Il s'agit des essais de fatigue 4PB en flexion alternée sur des poutres de 630 x 100 x 100 mm³ de structure tri-couches, avec un double renforcement représenté par une géo-grille placée à chaque interface entre couches.

1.6 Modèles de comportement d'endommagement en fatigue

1.6.1 Comportement des matériaux en fatigue

D'une manière générale, la fatigue est une accumulation de dommages dans un matériau sous l'action de sollicitations répétées, conduisant à la fissuration du matériau. La fissuration des couches de chaussées représente le mode principal de dégradation.

Les couches bitumineuses, excepté les couches de surface de très faibles épaisseurs, présentent un effet de structure [Kim, 2009]. Pour décrire cet effet et le comportement d'une structure de chaussée dans le temps, les caractéristiques mécaniques des enrobés bitumineux doivent être modélisées en considérant quatre propriétés :

- La rigidité et son évolution dans le temps,
- La fatigue et la loi d'évolution de l'endommagement,
- Les déformations permanentes et leur accumulation dans le temps,
- L'initiation et la propagation des fissures.

Les domaines de définition de ces propriétés sont mis en évidence sur la figure 1.14. Le domaine de la fatigue est caractérisé par des niveaux de déformation faibles de l'ordre de 10^{-4} m/m et des centaines de milliers de cycles de chargement.

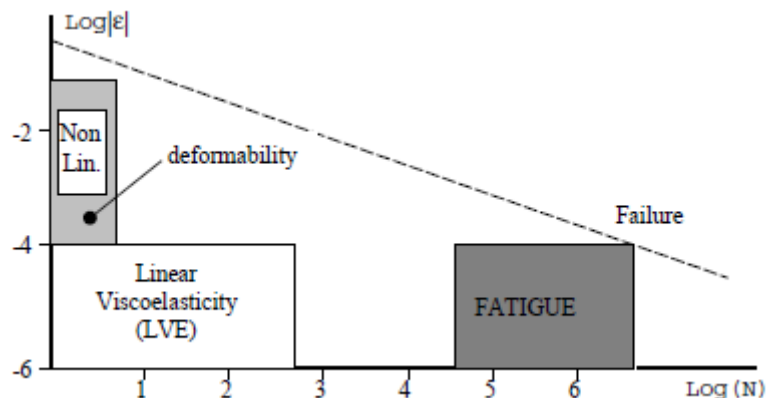


Figure 1.14. Comportement «types» des enrobés bitumineux à température fixée. (ϵ) déformation – (N) nombre de chargements [Di Benedetto et al, 2001]

Dans ce travail nous nous intéressons à la fatigue des enrobés bitumineux et du composite formé d'enrobés bitumineux et grille en fibre de verre.

Le comportement en fatigue des enrobés bitumineux est un comportement complexe. La fatigue des enrobés bitumineux est liée à plusieurs phénomènes tels que la viscoélasticité du bitume et les caractéristiques du mélange (les granulats, le liant et la qualité des liens entre eux).

Durant les essais de fatigue, la raideur de l'échantillon suit une évolution décrite par trois phases (I, II et III), comme dans la figure 1.15 :

- I. la phase I ou phase d'accommodation est caractérisée par une décroissance rapide du module de rigidité et la création des microfissures. Ceci est dû aux chargements répétés, ainsi qu'aux phénomènes de thixotropie et échauffement thermique qui sont considérés avoir une influence [Di Benedetto et al., 2004] sur le comportement du matériau pendant cette phase. Ces deux phénomènes ne sont pas étudiés dans ce travail.
- II. la phase II ou phase quasi-stationnaire correspond à l'endommagement de fatigue prédominant. Au cours de cette phase l'évolution de la raideur se stabilise et il y a diffusion et répartition des microfissures dans tout le volume.
- III. La phase III ou phase de rupture correspond à une accélération du processus d'endommagement par la croissance des microfissures dans le matériau et la formation d'une ou des plusieurs macro-fissures. La macro-fissure se propage jusqu'à une taille critique qui correspond à la rupture du matériau en deux parties ou plus (à la fin de la troisième phase).

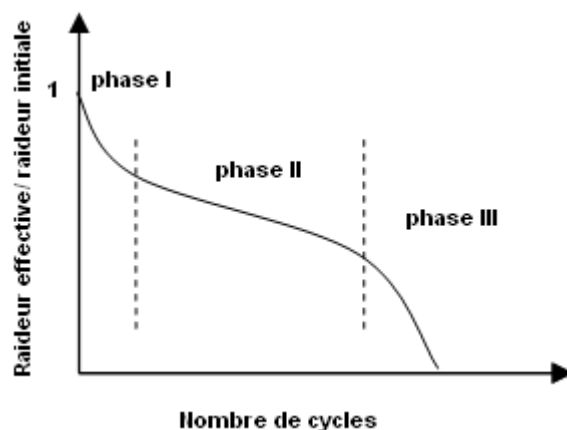


Figure 1.15 Evolution typique de la raideur d'un échantillon en enrobé bitumineux testé en fatigue en fonction du nombre de cycles

La fatigue des matériaux composites de type polymère renforcé par fibres longues [Bathias et Pineau, 2009] comme les grilles en fibre de verre, dépend de plusieurs points tel que : la nature de la fibre et de la résine, le processus de fabrication notamment le drapage et la qualité des interfaces. Les matériaux composites renforcés par des fibres longues (de verre, de carbone, etc.) ont de bonnes résistances à la fatigue [Bathias et coll., 2009], comme ceci a été mis en évidence par un rapport élevé entre la limite d'endurance (σ_D) et la résistance en traction (R_m). Le rapport σ_D/R_m est compris entre 0,4 et 0,9 [Renard, 2005], ce qui fait que les matériaux composites ont une performance en fatigue plus élevée que celle des autres matériaux.

La fatigue du matériau composite de type béton bitumineux renforcé par des grilles en fibre de verre est un sujet d'actualité. Le comportement en fatigue de ce composite dépend des caractéristiques du béton bitumineux et de la géo-grille ainsi que de la qualité des interfaces

entre eux. La qualité des interfaces est assurée par le collage entre le béton bitumineux et la grille, ceci étant un point essentiel pour que les matériaux travaillent ensemble. Il a été observé dans la pratique que si les composants sont collés, ce matériau composite a un comportement en fatigue amélioré par rapport au comportement du béton bitumineux non-renforcé. Cette amélioration est due à la résistance en traction de la géo-grille, qui reprend les efforts de traction présents dans la structure bitumineuse et retarde l'apparition et la propagation des fissures.

Les premiers modèles de comportement en fatigue des enrobés bitumineux ont été des formulations assez simples de la fatigue sous sollicitations cycliques [Wang, 2011]. La loi de Paris relie la vitesse de propagation de la fissure aux efforts de traction présents dans l'enrobé bitumineux. Elle permet aussi de relier la vitesse de propagation de la fissure de longueur a en fonction du nombre de cycles de sollicitation N au facteur d'intensité de contraintes K . Cette loi a été employée par de nombreux auteurs pour décrire l'endommagement en fatigue.

$$\frac{da}{dN} = c.\Delta K^m \quad (1.1)$$

Où :

c, m - paramètres du matériau déterminés expérimentalement,
 ΔK - variation du facteur d'intensité de contraintes sur un cycle.

1.6.2 Modèles empiriques

Les modèles empiriques ont été développés sur la base des résultats expérimentaux de fatigue. Ce sont des formulations qui relient la durée de vie en fatigue N_f avec l'amplitude de déformation (ε_t) et parfois le module de rigidité E^* .

$$N_f = k_1 (\varepsilon_t)^{k_2} |E^*|^{-k_3} \quad (1.2)$$

Où k_1, k_2, k_3 sont les coefficients de régression.

Dans le cas d'un essai de traction directe $k_2 = k_3$,

$$N_f = k_1 (\varepsilon_t E)^{k_2} = k_1 (\sigma_t)^{-k_2} \quad (1.3)$$

Quelques modèles phénoménologiques empiriques sont : le modèle de Monismith (1969), le modèle de Shell, le modèle de Asphalte Institute, le modèle de Medani et Molenaar (2000), le modèle de El Basyouny et al.(2005).

1.6.3 Modèles basés sur la mécanique de la rupture

Quelques modèles basés sur les principes de la mécanique de la rupture sont : le modèle d'Uzan (2007), le modèle de Smith and Hesp (2000), qui utilise la loi de Paris pour modéliser la propagation de fissure.

Uzan a modélisé la fatigue comme un processus en deux phases : la phase d'initiation de fissure et la phase de propagation de fissure. La première phase est caractérisée par des essais expérimentaux standards et la deuxième est décrite par la loi de Paris-Erdogan. L'expression est la suivante :

$$N_p = \frac{1}{A} \int_{c_0}^h \frac{dc}{K^n} = \frac{1}{A} I_K \quad (1.4)$$

Où :

N_p - nombre de cycle pour propager la fissure de longueur initiale c_0 ,

h - épaisseur de la couche,

K - facteur d'intensité des contraintes,

n, A - caractéristiques du matériau de la loi de Paris-Erdogan écrite sous la forme :

$$\frac{\delta c}{\delta N} = A \Delta K^n \quad (1.5)$$

et

$$I_K = N_p A \quad (1.6)$$

Ce modèle ne permet pas de décrire la phase I du processus de fatigue.

Il existe également des modèles basés sur la mécanique de la rupture non-linéaire, qui considèrent la déformation plastique et qui ne sont pas traités dans ce travail.

1.6.4 Modèles basé sur la théorie de l'endommagement

Quelques modèles basés sur la théorie de l'endommagement sont : le modèle de Castro et Sanchez [Castro et Sanchez, 2008], le modèle de D. Bodin [Bodin, 2002] [Bodin et al., 2004], le modèle de Di Benedetto [Di Benedetto et al., 2004], le modèle de Lee [Lee et al., 2000].

1. Le modèle de Castro et Sanchez

Ce modèle phénoménologique est basé sur la théorie de l'endommagement continu. L'essai de flexion en trois points a servi pour la détermination des paramètres de l'équation 1.7 :

$$N = a \varepsilon_0^b D^c \quad (1.7)$$

Où :

N - nombre de cycles de chargement,

ε_0 - déformation initiale,

a, b, c - paramètres du matériau déterminés expérimentalement.

D - paramètre d'endommagement exprimé comme la perte de la norme du module complexe produite pendant l'essai (éq. 1.8).

$$D = \frac{|E_0^*| - |E^*|}{|E_0^*|} \quad (1.8)$$

2. Le modèle de D. Bodin

Le modèle de Bodin [Bodin et al., 2004] est un modèle d'endommagement non-local de prédiction, essentiellement utilisé pour prédire le comportement en fatigue d'essais de laboratoire. Le modèle a été implémenté dans le code de calcul aux éléments finis Cast3M, avec l'utilisation d'une technique de saut de cycles, qui facilite le calcul pour de grands nombres de cycles.

Le modèle mathématique utilisé pour décrire l'endommagement mécanique est basé sur un modèle d'endommagement de fatigue élastique.

$$N = \frac{F(D)(\beta + 1)}{\varepsilon_a^{-\beta+1}} \quad (1.9)$$

$$F(D) = \sum_{cycle1}^N \frac{\varepsilon_a^{-\beta+1}}{\beta + 1} \quad (1.10)$$

Où :

$F(D) = ct .,$

D - variable d'endommagement,

ε_a - amplitude de la déformation du cycle,

$f(D)$ - fonction d'endommagement,

$F(D)$ - fonction scalaire d'endommagement,

β - paramètre du modèle.

$$f(D) = CD^\alpha \quad \text{et} \quad F(D) = \alpha_1 \cdot \left[1 - \exp\left(\frac{-D}{\alpha_2}\right)^{\alpha_3} \right] \quad (1.11)$$

Où :

C - module sécant du matériau,

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ - les paramètres du modèle.

Dans ce travail nous avons testé le modèle de D. Bodin pour le béton bitumineux et pour le béton bitumineux renforcé par grille en fibre de verre. La présentation détaillée du modèle est faite au point 1.7.

3. Le modèle Di Benedetto

Une approche rationnelle a été développée à l'ENTPE par Di Benedetto et al. [Kim, 2009] basée sur la théorie de l'endommagement. Celui ci est basé sur un modèle rhéologique comprenant un ou plusieurs matériaux de comportement non visqueux et un amortisseur (comportement visqueux).

La modélisation de l'endommagement par la loi DBN est faite avec la considération du module de rigidité initial du matériau et d'une loi de type :

$$d(D_N)/dN = \text{fonction}_E(\varepsilon_N, D_N) \text{ avec } D_N = 1 - E_N / E_i \quad (1.12)$$

Où :

D_N - endommagement du matériau au cycle N,

E_N - module de rigidité au cycle N,

ε_N - amplitude de déformation au cycle N.

L'approximation de l'endommagement linéaire pendant la phase II du processus de fatigue, faite par Di Benedetto et al, est appliquée sur différents intervalles (comme l'endommagement en fatigue n'est pas linéaire dans la plupart des essais de fatigue). Sur chaque intervalle, une correction des artefacts expérimentaux est introduite.

Dans un diagramme de type Black (module du module complexe, angle de phase) il est montré que la viscosité est également endommagée.

$$d(D\eta_N)/dN = \text{fonction}_\eta(\varepsilon_N, \eta_N) \text{ avec } D\eta_N = 1 - \eta_N / \eta_i \quad (1.13)$$

Où :

η_N : viscosité de l'amortisseur au cycle N ,

$D\eta_N$: endommagement du matériau au cycle N.

4. Le modèle de Lee

Le modèle de Lee et al. (2000)[Wang, 2011] est un modèle basé sur le principe de correspondance élastique-viscoélastique et l'endommagement des milieux continus. Le modèle de prédiction des performances en fatigue a été développé à partir du modèle constitutif uni-axial.

L'expression en termes de nombre de cycle ou de durée de vie en fatigue est la suivante :

$$N_{f,Total} = \frac{f(S_{1,f})^{p_1}}{p_1(0.125IC_{11}C_{12})^{\alpha_1}} |E^*|^{-2\alpha_1} \varepsilon_0^{-2\alpha_1} + \sum_{i=1}^M \frac{f(S_{3e})^{p_3}}{p_3[0.125I(C_2 + S_B^R)C_{31}C_{32}]^{\alpha_3}} |E^*|^{-2\alpha_3} \varepsilon_0^{-2\alpha_3} \quad (1.14)$$

Où :

f - fréquence d'essai,
 I - rigidité initiale,
 S^R - rigidité sécante,
 S_m - paramètres d'endommagement,
 $S_{1,f}$ - valeur du paramètre d'endommagement S_1 à la rupture,
 C_{ij} - coefficients de régression,
 C_i - constantes du matériau ($i = 1, 2, 3$),
 $p_1 = 1 + (1 - C_{12})C_1$, $p_3 = 1 + (1 - C_{32})C_3$,
 ε_0 - déformation initiale,
 E^* - module complexe.

1.6.5 Le modèle relié à l'énergie dissipée (Méthodes énergétiques)

Ce modèle est basé sur la relation entre la durée de vie en fatigue et l'énergie dissipée pendant un essai de fatigue. L'énergie dissipée par le matériau décroît dans un essai piloté en déplacement (la contrainte diminue) et augmente pendant un essai piloté en force (la déformation augmente)

Hopman (1989), Rowe(1993), Pronk (1995), Bonnetti et al. (2002) ont utilisé une approche basée sur un rapport d'énergie dissipée DER (cumulative dissipated energy ratio) pour interpréter la fissuration [Wang, 2011] :

$$DER = \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{W_n} \quad (1.15)$$

Où :

n - nombre de cycles,
 W_i, W_n - énergie dissipée au cycle i , respectivement n .

Le nombre de cycles correspondant à la variation brusque du rapport d'énergie est considéré comme l'amorçage de la fissure macroscopique. Cette approche est basée sur l'hypothèse que l'intégralité de l'énergie dissipée provient de l'endommagement du matériau.

La durée de vie en fatigue basé sur ce critère est de forme :

$$N_f = k_2 \left(\frac{1}{W_i} \right)^{k_1} \quad (1.16)$$

Où k_1 et k_2 sont la pente et le segment sur l'axe Y des courbes de fatigue dans le plan $W_i - N$.

Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux entraîne d'autres types de dissipations d'énergie et rend cette interprétation inappropriée pour ces matériaux [Bodin, 2002].

Il y a dans la littérature d'autres types de modèles comme celui basé sur la micromécanique de Gudati et al (2002) et le modèle relié à l'énergie de surface qui ne sont pas évoqués ici.

Les principales limitations des modèles de fatigue comprennent : le critère de durée de vie en fatigue, les conditions aux limites des différents types d'essais, et le manque d'information sur le comportement mécanique à l'échelle microscopique.

1.7 Le modèle d'endommagement non-local de D. Bodin

Le modèle d'endommagement de D. Bodin [Bodin, 2002] est un modèle scalaire isotrope non local, qui permet la description du processus de détérioration et de rupture des enrobés bitumineux sous un chargement de fatigue. Il prend en compte la prédominance du phénomène de microfissuration dans la perte de raideur du mélange bitumineux pendant l'essai de fatigue.

Le modèle s'appuie sur la mécanique des milieux continus, qui suppose que la matière est continue à l'échelle macroscopique. La notion d'échelle se traduit par l'élément de volume représentatif VER qui est de l'ordre de dix fois la taille du plus gros granulat dans le cas des matériaux hétérogènes à base granulaire.

La condition de VER n'est pas toujours respectée en pratique parce que les dimensions des éprouvettes testées dans la plupart d'essais ne sont pas suffisantes [Bodin, 2002]. Dans ce travail de thèse, les essais de flexion en quatre points sont réalisées avec un dispositif adapté aux dimensionnes des matériaux et respectent cette condition.

1.7.1 Hypothèses du modèle

Le modèle de Bodin repose sur les hypothèses suivantes [Bodin, 2002] :

- Le matériau est considéré homogène.
- Le comportement est supposé isotrope. Le tenseur d'élasticité du matériau vierge est considéré isotrope. L'endommagement local du matériau et la densité des microfissures engendrées par l'endommagement sont également considérés isotropes.
- Le modèle est basé sur les résultats d'un calcul élastique et l'endommagement se produit sans déformation permanente. Le matériau bitumineux est un matériau viscoélastique et l'utilisation d'un modèle élastique pour décrire son comportement passe par le principe de correspondance issu de l'analyse fonctionnelle. Connaissant la loi de comportement viscoélastique, les résultats du calcul élastique équivalent peuvent être transposés pour

calculer la réponse de la structure viscoélastique correspondante. Pour les matériaux bitumineux testés sous des chargements sinusoïdaux, l'endommagement peut être déduit de la variation du module complexe du matériau. Cette variation mesurable expérimentalement est interprétée en termes d'endommagement sur la base d'un calcul élastique.

- Le comportement est considéré isotherme et sans couplage avec l'endommagement. Pendant l'essai de fatigue la température du matériau augmente, ce qui provoque une diminution de module du matériau. Cependant, les variations de température restent faibles dans le cas des essais à très grands nombres de cycles pour les essais en flexion en quatre points.

1.7.2 Equations constitutives

Dans un état de sollicitation multiaxial, les lois de comportement élastique du matériau vierge et endommagé s'expriment par les relations contraintes – déformations suivantes :

$$\text{- pour le matériau vierge : } \quad \sigma_{ij} = C_{ijkl}^O \cdot \varepsilon_{kl} \quad (1.17)$$

$$\text{- pour le matériau endommagé : } \quad \sigma_{ij} = (1 - D) \cdot C_{ijkl}^O \cdot \varepsilon_{kl} \quad (1.18)$$

Où :

σ_{ij} (i, j = 1, 2, 3) - les composantes du tenseur de contrainte,

ε_{kl} (k, l = 1, 2, 3) - les composantes du tenseur de déformation,

C_{ijkl}^O - le tenseur d'élasticité du matériau vierge,

$0 \leq D \leq 1$ - la variable scalaire de l'endommagement.

Au cours du chargement la variable d'endommagement D évolue. Pour décrire complètement le comportement, il est nécessaire de connaître l'évolution de l'endommagement en fonction de la sollicitation appliquée au matériau.

Les lois d'évolution de l'endommagement expriment le taux d'endommagement $\dot{D} = \partial D / \partial t$, en fonction de la déformation ε , du taux de déformation $\dot{\varepsilon} = \partial \varepsilon / \partial t$ et de la variable d'endommagement actuelle D sous la forme générale :

$$\dot{D} = F(D, \varepsilon, \dot{\varepsilon}) \quad (1.19)$$

La notion de déformation équivalente, notée $\tilde{\varepsilon}$, est utilisée pour traduire l'état de sollicitation local. Le principal intérêt de cette notion est de globaliser l'influence de l'état triaxial de sollicitation local, à priori tensorielle, par une valeur scalaire représentative vis-à-vis de l'évolution de l'endommagement. La loi d'évolution de l'endommagement peut alors s'écrire :

$$\dot{D} = F(D, \tilde{\varepsilon}, \dot{\tilde{\varepsilon}}) \quad (1.20)$$

La fonction scalaire de déformation équivalente présentée ci-dessous doit prendre en compte l'aspect directionnel de la sollicitation sur l'évolution de l'endommagement.

1.7.3 Déformation équivalente

L'état de sollicitation en traction produit à la base de couches bitumineuses, durant les passages répétés de véhicules, engendre l'endommagement de ces couches. Pour cette raison, l'expression de la déformation équivalente doit être représentative du mécanisme d'endommagement contrôlé par les déformations positives. La sensibilité du matériau à l'endommagement sous une sollicitation positive de traction est traduite par la déformation équivalente donnée par Patzák et Jirásek en 2001 [Bodin 2002] :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\varepsilon_i^+)^2} \quad (1.21) \quad \text{avec} \quad \varepsilon_i^+ = \frac{\langle \sigma_i \rangle}{E \cdot (1-D)} \quad (1.22)$$

Où :

ε_i^+ - déformation principale engendrée par les efforts de traction. Les déformations en traction provenant de contraintes de compression induites par les effets de Poisson ne sont pas prises en compte dans ε_i^+ ,

σ_i - contrainte principale,

$\langle \sigma_i \rangle = \begin{cases} \sigma_i & \text{si } \sigma_i \geq 0 \\ 0 & \text{si } \sigma_i < 0 \end{cases}$: fonction positive qui permet de discriminer les contraintes principales positives.

1.7.4 Lois d'évolution de l'endommagement en fatigue

Généralement, les lois d'évolution de l'endommagement en fatigue respectant les courbes de Wöhler et la loi de cumul des dommages, peuvent être mises sous la forme :

$$\delta D = G(\varepsilon, D) \cdot \delta N \quad (1.23)$$

Où $G(\varepsilon, D)$ est une fonction homogène de degré positif en ε . En cas de chargements périodiques, la forme suivante respecte la loi de cumul des dommages, les courbes de Wöhler et la condition d'une fonction homogène de degré positif en ε .

$$\dot{D} = f(D) \cdot \tilde{\varepsilon}^\beta \cdot \langle \dot{\tilde{\varepsilon}} \rangle \quad (1.24)$$

Dans ce cas l'endommagement est une fonction homogène de degré positif $\beta+1$ en déformation équivalente.

Dans le cas d'un chargement uni-axial à amplitude de déplacement constante, le champ de déformation est homogène et prend la même valeur ε dans tout l'échantillon. Dans ce contexte, la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ est égale à la déformation ε . Ainsi, la loi d'évolution en trois phases de l'endommagement (1.24) s'écrit :

$$\dot{D} = f(D) \cdot \varepsilon^\beta \cdot \langle \dot{\varepsilon} \rangle \quad \rightarrow \quad \frac{\partial D}{\partial t} = f(D) \cdot \varepsilon^\beta \cdot \left\langle \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right\rangle \quad \rightarrow \quad dD = f(D) \cdot \varepsilon^\beta \cdot \langle d\varepsilon \rangle \quad (1.25)$$

Les variables D et ε sont séparées pour faciliter l'intégration :

$$\frac{dD}{f(D)} = \varepsilon^\beta \cdot \langle d\varepsilon \rangle \quad (1.26)$$

Lors du chargement sinusoïdal d'amplitude constante ε_a , l'intégration directe de la loi d'évolution de l'endommagement permet de trouver l'expression vérifiée par l'endommagement D après N cycles de sollicitation :

$$F(D) = \int \frac{dD}{f(D)} = \frac{\varepsilon_a^{\beta+1}}{\beta+1} \cdot N = N^*(N, \varepsilon_a) \quad (1.27)$$

où la fonction $F(D)$ définit la relation entre l'endommagement et la fonction $N^*(N, \varepsilon_a)$. La fonction $f(D)$ peut être directement liée à la fonction $F(D)$ par l'expression :

$$f(D) = \frac{1}{F'(D)} \quad (1.28)$$

A partir des expériences de fatigue en laboratoire, on peut obtenir la courbe d'évolution de l'endommagement en fonction du nombre de cycles. Une telle courbe est présentée à la figure 1.16 a.

La recherche de la fonction $F(D)$ est effectuée par un changement de repère. Il consiste à tracer $F(D) = N^*(N, \varepsilon_a) = \frac{\varepsilon_a^{\beta+1}}{\beta+1} \cdot N$ en fonction de l'endommagement obtenu expérimentalement comme le montre la figure 1.16 b.

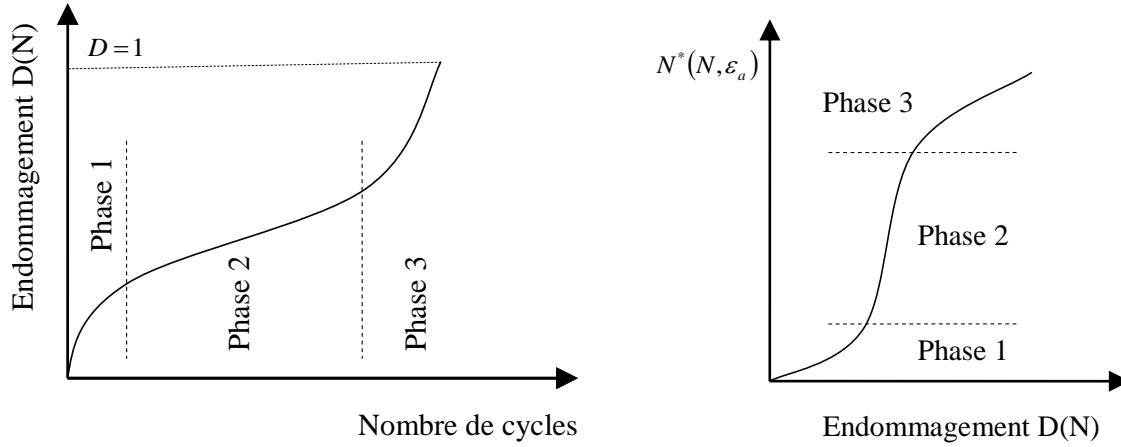


Figure 1.16 a. Endommagement au cours de l'essai de fatigue b. Schéma représentant la fonction $F(D) = N^*(N, \varepsilon_a)$ à partir de l'endommagement obtenu expérimentalement

Ainsi, la fonction $F(D)$ est identifiable à partir des données expérimentales. Afin de modéliser l'évolution de l'endommagement, la formulation mathématique suivante de $F(D)$ doit être utilisée, décrivant ainsi les trois phases de comportement :

$$F(D) = \alpha_1 \cdot \left(1 - \exp \left(- \left(\frac{D}{\alpha_2} \right)^{\alpha_3} \right) \right) \quad (1.29)$$

Cette expression fait intervenir trois paramètres : α_1 , α_2 et α_3 . Bodin [Bodin, 2002] a démontré l'influence de chacun des paramètres sur l'évolution de l'endommagement. Même si les influences des paramètres ne sont totalement indépendantes, il est possible d'attribuer à chacun une signification en rapport avec le comportement expérimental :

- α_1 contrôle la durée de vie (Figure 1.17 a),
- α_2 contrôle la durée de la phase 2 (Figure 1.17 b),
- α_3 pilote la cinétique d'endommagement durant les phases 1 et 3 (Figure 1.17 c).

Partant de l'équation (1.29), l'expression de la fonction $f(D)$ peut être calculée conformément à l'équation (1.28) :

$$f(D) = \frac{\alpha_2}{\alpha_1 \cdot \alpha_3} \cdot \left(\frac{D}{\alpha_2} \right)^{1-\alpha_3} \cdot \exp \left(\frac{D}{\alpha_2} \right)^{\alpha_3} \quad (1.30)$$

Ainsi, en appliquant l'équation (1.27) on peut exprimer la variable D en fonction de l'amplitude de déformation et du nombre de cycles N dans le cas de sollicitations uni-axiales :

$$\int_0^D \frac{dD}{f(D)} = \frac{\varepsilon_a^{\beta+1}}{\beta+1} \cdot N \quad \Rightarrow \quad D(\varepsilon_a, N) = \alpha_2 \cdot \left[-\log \left(1 - \frac{\varepsilon_a^{\beta+1}}{\beta+1} \cdot \frac{N}{\alpha_1} \right) \right]^{\frac{1}{\alpha_3}} \quad (1.31)$$

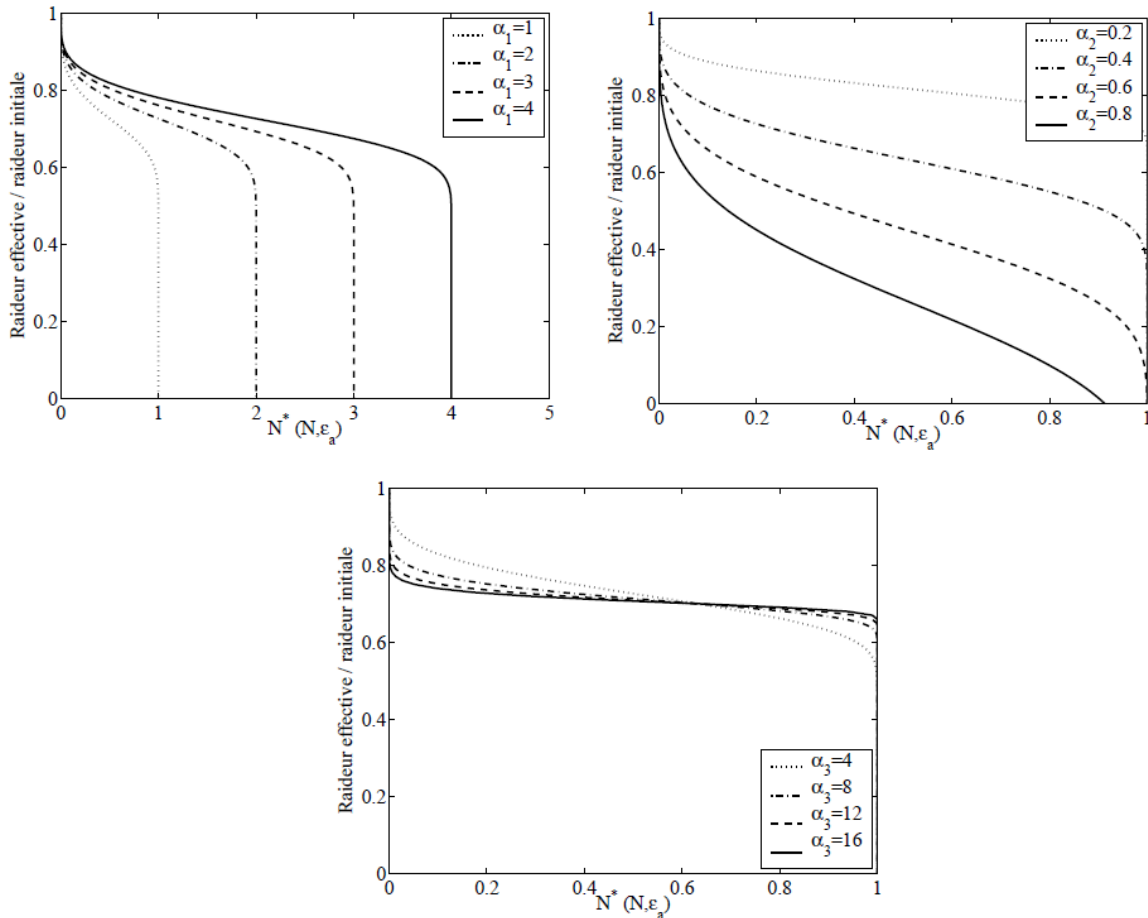


Figure 1.17 Influence des paramètres $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ sur l'évolution d'endommagement [Bodin, 2002]

- a. Influence du paramètre α_1 , avec $\alpha_2 = 0.3$ et $\alpha_3 = 4$
- b. Influence du paramètre α_2 , avec $\alpha_1 = 1$ et $\alpha_3 = 4$
- c. Influence du paramètre α_3 , avec $\alpha_1 = 1$ et $\alpha_2 = 0.3$

1.7.5 Formulation non-locale de la loi d'endommagement

Quand le champ d'endommagement au sein de la structure est hétérogène, comme dans un essai de flexion, les modèles d'endommagement peuvent conduire à des problèmes de localisation des déformations. Ceux-ci entraînent des difficultés numériques de dépendance au maillage et conduisent à des résultats de calcul loin de la réalité.

La méthode de calcul non-local de l'endommagement est une technique de régularisation qui permet de surpasser ces problèmes. Cette technique conduit à un modèle d'endommagement à évolution non-locale de la variable d'endommagement.

L'évolution de l'endommagement est calculée en fonction des valeurs de déformation locales dans un voisinage du point où la loi de comportement est calculée. Le voisinage est défini par une longueur caractéristique, notée l_c .

La loi d'évolution de l'endommagement est modifiée en remplaçant les termes de déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}(x)$ au point de coordonnées « x », par la déformation équivalente moyenne $\bar{\varepsilon}(x)$ calculée selon l'expression suivante :

$$\bar{\varepsilon}(x) = \frac{1}{V_r(x)} \cdot \int_{\Omega} \psi(x-s) \cdot \tilde{\varepsilon}(s) \cdot ds \quad (1.32)$$

$$V_r(x) = \int_{\Omega} \psi(x-s) \cdot ds \quad (1.33)$$

$$\psi(x-s) = \exp\left(-\frac{4 \cdot \|x-s\|^2}{l_c^2}\right) \quad (1.34)$$

Où :

s - variable relative d'espace à partir du point de coordonnées x considéré,

$\psi(x-s)$ - la fonction poids définie en fonction de la longueur caractéristique l_c . Cette fonction permet de pondérer l'influence de l'état du point de coordonnées s dans le voisinage du point d'abscisse x .

$V_r(x)$ - volume représentative au point de coordonnées, x

Ω - volume du solide considéré.

Ainsi, la forme de la loi de l'évolution de l'endommagement s'écrit :

$$\dot{D} = f(D) \cdot \bar{\varepsilon}^\beta \cdot \langle \dot{\bar{\varepsilon}} \rangle \quad (1.35)$$

La longueur caractéristique est un paramètre du matériau choisi en fonction de la taille de la microstructure. Pour les enrobes bitumineux, il est pris égal à trois fois la taille du plus gros granulat [Bodin, 2002]. Dans le cas du mélange testé, la longueur est considérée égale à 30 mm.

1.7.6 Calcul numérique de l'endommagement en fatigue

Le modèle d'endommagement de D. Bodin est intégrable analytiquement seulement dans le cas de sollicitations uni-axiales. Dans le cas de sollicitations multiaxiales, les modélisations par éléments finis sont employées pour résoudre le problème et prédire l'évolution en fatigue. Dans le cas des chargements de fatigue, la durée de vie visée se situe autour d'un million de cycles. Si on respecte le minimum de 10 pas conseillé pour intégrer correctement l'évolution

d'endommagement sur un seul cycle, un calcul en fatigue entraînerait 10 millions d'itérations ce qui n'est pas acceptable en terme de durée de calcul.

Pour éviter l'intégration du modèle sur chaque cycle, une technique de saut des cycles est adoptée, réalisé en deux étapes :

1. le calcul de l'incrément de l'endommagement par cycle,
2. la technique de saut des cycles, réalisée par la projection du résultat de l'étape 1 sur un nombre fini de cycles successifs.

1. Calcul de l'incrément d'endommagement par cycle

Le calcul se fait à l'aide d'une approche pas à pas. Un cycle de chargement est discrétisé en différents pas de temps comme le montre la figure 1.18. La méthode des éléments finis permet de définir le champ de déformation en chaque point de Gauss du maillage, ainsi que la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ et la déformation équivalente moyenne $\bar{\varepsilon}$. Connaissant l'endommagement à l'instant τ_i on calcule l'endommagement à l'instant τ_{i+1} (Figure 1.18) par l'exploitation de la fonction inverse de $F(D)$.

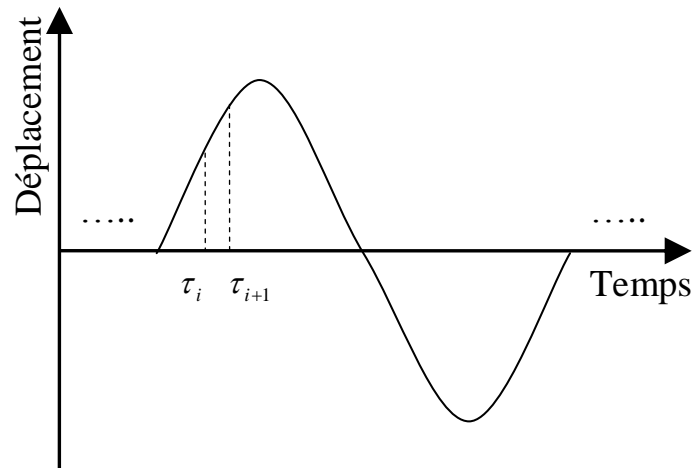


Figure 1.18 Discretisation temporelle du déplacement sur le N-ième cycle de chargement

La discrétisation temporelle devra mettre en évidence le changement de signe de $\bar{\varepsilon}$ et de $\dot{\bar{\varepsilon}}$. On calcule l'incrément d'endommagement du matériau si les des deux conditions $\bar{\varepsilon} > 0$ et $\dot{\bar{\varepsilon}} \geq 0$ sont satisfaites. Sinon, $D(\tau_i) = D(\tau_{i+1})$.

2. Technique de saut de cycles

L'étape précédente permet de calculer l'incrément d'endommagement dans un cycle. Pour calculer l'endommagement après les N cycles successifs, on note $G(D(N))$ l'accroissement de l'endommagement D pendant le cycle N .

$$G(D(N)) = \int_{\text{Cycle}_N} \dot{D} \cdot d\tau \approx \frac{dD}{dN} \quad (1.36)$$

$G(D(N))$ est fonction de D et de N .

En connaissant la valeur de l'endommagement $D(N)$ atteint au cycle N , par l'emploi de la méthode des trapèzes (Peerling, 1999 cité par Bodin, 2002), on peut calculer la valeur de l'endommagement $D(N + \Delta N)$ au cycle $N + \Delta N$:

$$D(N + \Delta N) = D(N) + \frac{1}{2} \cdot [G(D(N)) + G(D(N + \Delta N))] \cdot \Delta N \quad (1.37)$$

Cette formule implicite ne peut pas être utilisée directement parce qu'on ne connaît pas la valeur de $D(N + \Delta N)$. Pour dépasser ce problème on utilise une prévision de l'endommagement au cycle $N + \Delta N$ calculée par la méthode d'Euler :

$$D^p(N + \Delta N) = D(N) + G(D(N)) \cdot \Delta N \quad (1.38)$$

Cette prédiction permet de calculer $G(D^p(N + \Delta N))$ et ensuite de calculer :

$$D(N + \Delta N) = D(N) + \frac{1}{2} \cdot [G(D(N)) + G(D^p(N + \Delta N))] \cdot \Delta N \quad (1.39)$$

Le saut de cycles ΔN entraîne une erreur d'approximation. Sa taille est définie à partir de l'erreur d'approximation tolérée.

La méthode des trapèzes est utilisée parce que sa précision de calcul est meilleure que celle de la méthode d'Euler.

Chapitre 2. Matériaux étudiés

CONTENU

2.1 Enrobés bitumineux

2.1.1 Granulats

2.1.2 Liants hydrocarbonés

2.1.3 La formulation des enrobés bitumineux

2.2 Le béton bitumineux semi-grenu testé

2.3 La grille en fibre de verre CIDEX 100 SB

2.3.1 La fabrication des réseaux de fibre de verre

2.3.2 Détermination de la section transversale des réseaux en fibre de verre

2.3.3 Les caractéristiques mécaniques de la grille en fibre de verre

2.3.4 Mise en œuvre de la géo-grille

2 Matériaux

2.1 Enrobés bitumineux

Les enrobés bitumineux sont des mélanges de gravillons de différentes fractions, de sable et de filler avec un liant de type bitume pur, bitume modifié ou bitume dur. Ces matériaux sont fabriqués dans des centrales d'enrobage, comme celle de la figure 2.1.



Figure 2.1 Centrale d'enrobage fixe à Certines (photo I.A)

2.1.1 Granulats

Les granulats utilisés pour la fabrication des bétons (bétons bitumineux et béton de ciment) peuvent être d'origine naturelle ou artificielle. Les granulats naturels les plus utilisés proviennent des roches siliceuses ou calcaires, de quartzites ou bien de roches éruptives comme les basaltes, les granits et les porphyres. Les granulats artificiels sont des sous-produits industriels, concassés ou non, comme les granulats de laitier.

La réduction des matériaux naturels en particules de plusieurs catégories se fait à l'aide des appareils comme les concasseurs, les broyeurs et les cribles. Les appareils sont classés en trois classes :

- les « appareils primaires » traitant des matériaux des dimensions importants, extraits directement en carrière ou en gravière,
- les « appareils secondaires » reprenant les matériaux résultants des appareils primaires,
- les « appareils tertiaires » broyant des gravillons pour obtenir les composants de gravillons fins et de sables calibrés.

Le concassage et le broyage sont deux processus différents. Le concassage consiste à utiliser la force vive de pierres projetés les unes contre les autres ou contre des marteaux pour les

faire éclater en fragments plus petits. Le broyage consiste à écraser les pierres entre deux pièces métalliques, et les fragmenter par une compression lente. Autres appareillages comme les transporteurs et les distributeurs, les goulottes et les trémies sont utilisés pendant ces processus pour assurer le transport et le stockage.

Le lieu de provenance des matériaux de ce travail est la carrière du Val de Rossand à Courzieu, présentée dans la figure 2.2.



Figure 2.2 Carrière Val de Rossand à Courzieu

Les essais de laboratoire qui concernent les granulats sont groupés en deux catégories :

- I : les essais pour déterminer leurs caractéristiques géométriques,
- II : les essais pour déterminer leurs caractéristiques mécaniques et physiques.

Les principaux essais de la catégorie I sont : l'analyse granulométrique par tamisage, la détermination de la forme des granulats par le coefficient d'aplatissement, la qualification de fines (l'essai de bleu au méthylène) et la granularité des fillers.

La catégorie II comprend l'essai de détermination de la résistance à l'usure Micro-Deval, les essais de détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau, la détermination du coefficient de fragmentabilité et celle du coefficient de dégradabilité.

2.1.2 Liants hydrocarbonés

Le bitume est un liant d'origine organique animale, obtenu par distillation du pétrole brut. C'est le résidu de la colonne de distillation atmosphérique ou sous vides (5 à 30 mg mercure) à des températures de 350°C à 400°C. Les principales sources de provenance sont l'Amérique de Sud et le Moyen-Orient. Il existe aussi en état naturel sous forme très dure (la Gilsonite), d'émulsion (lac de Trinidad), ou de roches généralement calcaires, poreuses, imprégnées à 8 ou 10% (l'asphalte).

Le bitume est employé comme liant pour agglomérer les granulats dans la fabrication des enrobés bitumineux. Il s'agit d'une substance visqueuse composée d'un mélange d'asphaltènes et de maltènes (résines, huiles).

Les asphaltènes sont des congglomérats d'hydrocarbures, ayant l'apparence d'un solide dur et friable. Elles donnent la coloration noire du bitume. Les maltènes sont formées d'huiles paraffiniques et aromatiques et de résines (molécules se fixant autour des asphaltènes). Elles se présentent dans une phase dispersante.

La structure du bitume, de type gel ou sol, dépend de son mode de fabrication :

- La distillation directe est la plus fréquente, les grades sont obtenus par mélange d'une base dure et molle,
- Le soufflage (oxydation) par insufflation d'air dans le résidu porté à 250°C qui durcit le bitume, celui-ci étant donc moins susceptible et moins adhésif,
- Le semi-soufflage est l'injection d'air sous température et pression modérées avec l'obtention d'un bitume moins sensibles aux variations de température,
- Le désalphaltage au solvant (butane ou propane) qui est peu employé.

Le rôle du bitume dans un mélange bitumineux est de fixer les granulats et de créer une liaison entre eux. Le maintien de la liaison exige de ne pas avoir rupture entre le film de bitume et les granulats ainsi qu'au sein du bitume (phénomène de cohésion). Il est également très important que la liaison soit maintenue à différentes températures de service (de -20°C à 60°C) et sous différents types de sollicitations (lentes ou rapides), caractéristique appelée « consistance » du bitume.

Le bitume n'as pas de point de fusion fixe, sa consistance varie en fonction de la température et du temps d'application de la charge, d'ou un comportement de type viscoélastique. A température ambiante il est semi-solide et il est mou à 60°C, alors qu'à basses températures il peut être dur, fragile et cassant. Les deux analyses qui le caractérisent sont la pénétrabilité (détermination de sa consistance) et le point de ramollissement.

La teneur en liant est calculée en fonction du module de richesse, de la surface spécifique conventionnelle et d'un coefficient correcteur de la masse volumique de granulat.

Le bitume utilisé dans la fabrication du béton bitumineux testé est un bitume routier pur de classe 35/50 d'après la classification européenne des bitumes issue de la norme EN 12591.

2.1.3 La formulation des enrobés bitumineux

L'étude de formulation d'un enrobé bitumineux est faite conformément à la norme [EN 13108, 2007], à partir de caractéristiques demandées ou « exigences ». Les caractéristiques générales sont principalement la granulométrie, la teneur en vides, la sensibilité à l'eau (tenue à l'eau) et la résistance aux déformations permanentes (performances mécaniques à l'orniérage), le module de rigidité et la résistance à la fatigue.

Il existe quatre niveaux d'étude définis par la norme [EN 13801, 2007] :

- le niveau I comprend les essais à la presse à cisaillement giratoire (PCG) et les essais de sensibilité à l'eau (Duriez),
- le niveau II est représenté par l'essai d'orniérage,
- le niveau III concerne le module de rigidité,
- le niveau IV concerne la résistance en fatigue.

2.2 Le béton bitumineux semi-grenu testé

La formule testée est un béton bitumineux semi-grenu à granularité de 0 à 10 mm appelé BBSG 0/10 et de classe 3 d'après la classification de la norme [EN 13801, 2007].

Ce type d'enrobé bitumineux est souvent employé pour la construction de couches de roulement et de liaison de différents types de chaussées. C'est le cas de la couche de roulement de 6 cm d'épaisseur de la Plateforme du Port du Havre.

Le squelette minéral est obtenu par recombinaison de sable, des gravillons et de filler d'apport. Les pourcentages par rapport au mélange correspondant à chaque classe granulométrique composante, ainsi que la courbe granulométrique du mélange sont présentés dans la figure 2.3.

FORMULE BBSG

40,68% 0/4

9,46% 4/6

42,58% 6/10

1,89% Filler

5,39% BITUME 35/50

Compacité = 92,5%

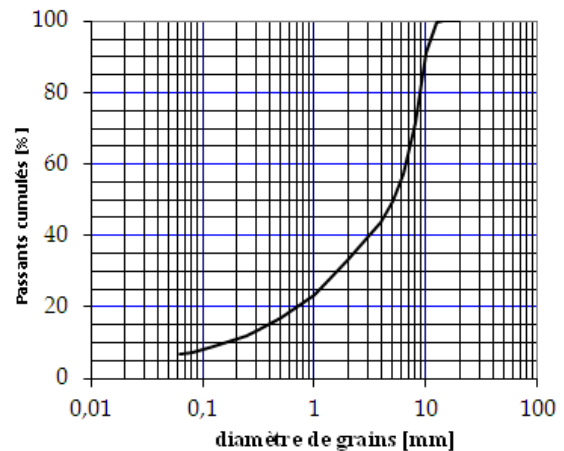


Figure 2.3 Formule de BBSG et courbe granulométrique du mélange, Epsilon Ingénierie

2.3 La grille en fibre de verre CIDEX 100SB

La grille en fibre de verre testée dans ce travail est la géo-grille CIDEX 100 SB de 6D Solutions, fabriquée en partenariat avec Chomarat Textiles Industries. La grille en fibre de verre enduite est le résultat de l'assemblage de plusieurs matériaux, dont trois composants principaux : des réseaux en fibre de verre de type « chaîne » et de type « trame » et un voile non-tissé en fibre de polyester. La grille est le résultat du tissage des réseaux chaîne et des réseaux trame : les réseaux trame sont tressés perpendiculairement à la direction des réseaux

chaîne, en passant successivement en dessus et en dessous de ces derniers. Les mailles du grillage ont une géométrie carré de dimensions $40 \times 40 \text{ mm}^2$ et sont remplies par le voile non-tissé en polyester, collé en dessous des réseaux.

Le voile non-tissé en fibre de polyester a le rôle de faciliter la fixation de la grille sur la couche de base lors de la mise en œuvre du renforcement. Il est collé sur la partie inférieure des réseaux en fibre de verre et pendant la mise en place de la grille il adhère à la couche d'accrochage, assurant le collage de la grille sur le support granulaire.

Le produit final est un composite de fibre de verre, résine et fibre de polyester (Figure 2.4).

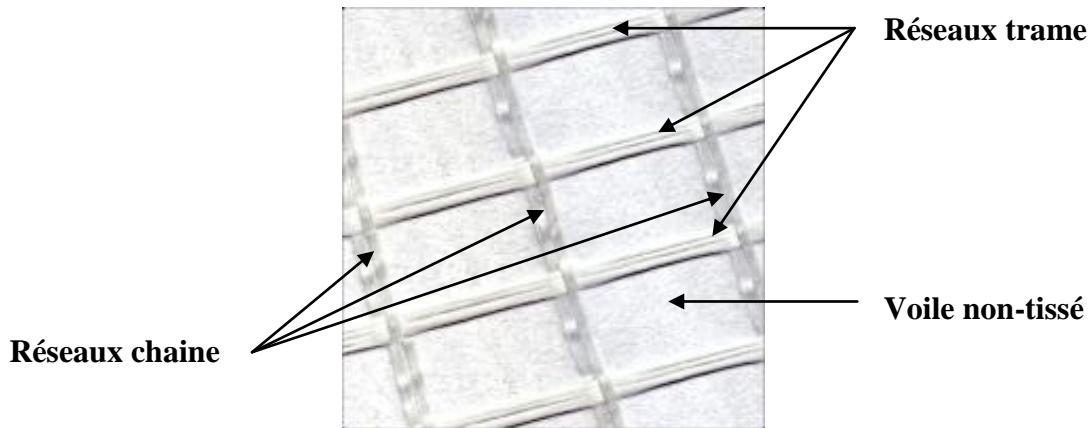


Figure 2.4 Grille CIDEX 100 SB, 6D Solutions

2.3.1 La fabrication des réseaux de fibre de verre

Le terme « réseau » désigne l'assemblage en parallèle de plusieurs fils en fibre de verre à l'aide de la résine. Le verre est de type E, un borosilicate d'alumine à très faible teneur en oxydes de métaux alcalins.

Le verre subit plusieurs transformations afin d'obtenir les fils en fibre de verre. L'élaboration du verre se fait pendant la « fusion » du mélange dans un four adapté à températures élevées (1600°C pour le verre de type E). Des mèches de verre fondu passe par des trous de filière de un à deux millimètres de diamètre et sont étirées pour obtenir des « filaments vierges » en fibre de verre de diamètres compris entre 10 et $30 \mu\text{m}$. Pendant le « filage » (fibrage), les filaments sont revêtus d'une résine de type styrène butadiène qui protège les fibres. Le fil de fibre de verre est un produit intermédiaire, obtenu par la cohésion des plusieurs filaments constitutifs du fil à l'aide de la résine. Le revêtement est appelé « ensimage » et a également les rôles d'assurer la lubrification de la fibre pendant sa transformation en fil et d'adhésif à la résine. L'ensimage protège le fil de verre de l'abrasion. Les fils de verre sont ensuite enroulés sur des bobines, cette opération est appelée « bobinage ».

Quand le bobinage est fait sous forme de bobines (sur tube support) cylindriques de grandes longueurs, le type est appelé « stratifil ou roving assemblé ». C'est le cas de la grille testée. Néanmoins, il existe de stratifils ou rovings de type « direct ou multi filament », bobinés

directement sous la filière et des stratifils « bouclés » ou « spun roving », dont une partie des fils constitutifs forment des boucles [Guillon, 1995].

Dans le cas de la grille CIDEX 100SB, la composition des réseaux chaîne est différente de celle des réseaux trame, différence due à des contraintes de fabrication. Cette composition est mise en évidence dans le tableau 2.1 à l'aide de la notion de « tex ». Le nombre de filaments assemblés en parallèle, leurs diamètres et la masse volumiques du verre définissent la masse « linéique » du fil de base. L'unité de masse linéique est le tex. C'est l'unité normalisée internationale de titrage des fils et signifie le poids en grammes de 1000 m de fil (1 tex = 1g/km). Deux diamètres de filaments sont employés dans la fabrication de CIDEX 100 SB, respectivement 15,59 µm et 17,08 µm. Les réseaux chaîne sont constitués de fils composés de filaments de 17,08 µm de diamètre, contrairement aux réseaux trame, qui contiennent des filaments de 15,59 µm et 17,08 µm de diamètre.

Verre type E Type de fil	Composition d'un fil		Composition d'un réseau	
			Chaîne	Trame
[tex]	Nombre de filaments	Diamètre filaments (µm)	Nombres de fils	Nombres de fils
2400 tex	4000	17,08	2	2
1200 tex	2000	17,08	1	0
600 tex	1200	15,59	0	2

Tableau 2.1 Composition des réseaux chaîne et trame grille CIDEX 100 SB

2.3.2 Détermination de la section transversale des réseaux en fibre de verre

A partir des mesures au pycnomètre effectuées en laboratoire nous avons déterminé les densités des fibres ρ_f , de la résine qui constitue la matrice ρ_r et du composite comme un ensemble ρ_c . A partir de ces densités, il est possible de déterminer les fractions volumiques de fibres f_f (éq. 1.1) et de la résine f_r (éq.1.2), la porosité des fils f_a (éq.1.3) et leur section transversale S (éq.1.4).

$$f_f = \frac{\rho_c}{\rho_f} \cdot \varphi_f \quad (4.6)$$

$$f_r = \frac{\rho_c}{\rho_r} \cdot (1 - \varphi_f) \quad (4.7)$$

$$f_a = 1 - \rho_c \cdot \left[\frac{1}{\rho_f} \cdot \varphi_f + \frac{1}{\rho_r} \cdot (1 - \varphi_f) \right] \quad (4.8)$$

$$S = \frac{m}{\rho_c \cdot L} \quad (4.9)$$

Avec :

$\varphi_f = \frac{m_f}{m}$ - fraction massique des fibres,

m_f - masse de fibres,

m - masse du composite,

L - longueur du fil composite.

Les densités des réseaux de fils en fibre de verre trames et chaines, les fractions volumiques des fibres, de la résine, de l'air (la porosité) et les calculs des sections transversales des réseaux trames et chaines à partir des expressions ci-dessus sont données en Annexe A2.

Les sections transversales obtenues sont : $S_{trame} = 4.5335 \text{ mm}^2$ et $S_{chaine} = 3.8756 \text{ mm}^2$.

2.3.3 Les caractéristiques mécaniques de la grille en fibre de verre

La norme [EN 15381, 2008] définit les caractéristiques à déterminer pour les géotextiles y compris les géo-grilles et les méthodes d'essais pour les déterminer. Ces caractéristiques sont : la résistance à la traction, l'élongation maximale, le poinçonnement statique, la résistance au vieillissement, la rétention du bitume et le point de fusion. Toutefois, cette norme, surtout adaptée aux géotextiles, ne définit pas certaines caractéristiques essentielles pour les grilles, telles que la résistance aux contraintes produites par le compactage et la résistance en fatigue. De nouveaux essais spécifiques doivent donc être mis au point pour les grilles.

2.3.3.1 La résistance à la rupture en traction

La résistance à la rupture en traction de la géo-grille CIDEX 100 SB est de 100 kN/m. Les résistances sont déterminées par des essais en traction sur des échantillons de grille formés de cinq réseaux des fils chaine et de cinq réseaux des fils trame, dans la configuration de la figure 2.5. Ces valeurs sont données par le fabricant dans la fiche technique de la géo-grille.

Des essais monotones de rupture de traction sur un réseau de fils en fibre de verre (chaine et trame) ont été effectués pendant le projet de [Themeli, 2011]. Les essais ont été effectués à différentes vitesses de chargement (3 mm/min, 10 mm/min et 100 mm/min), et 5 réseaux des fils en fibre de verre ont été testés à chaque vitesse. Les courbes force-déplacement issues de chaque essai, comme celle exposée dans la figure 2.6, ont permis de conclure que le comportement des réseaux de fils en fibre de verre sous chargements monotones est quasi-

élastique. La résistance moyenne à la rupture d'un fil chaîne est d'environ 1200 N/mm^2 et celle d'un fil trame est d'environ 1000 N/mm^2 .

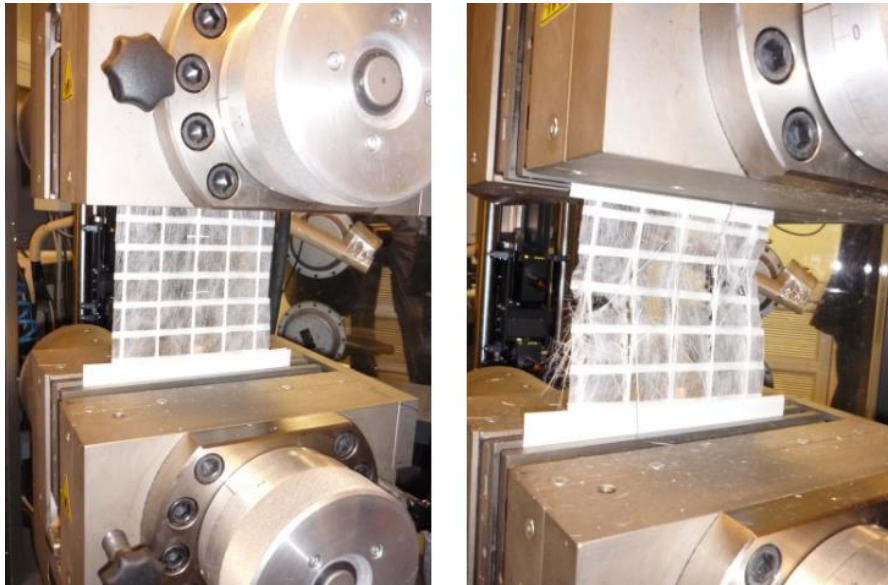


Figure 2.5 Essais de résistance à la rupture en traction à Chomaraît (photo I.A)

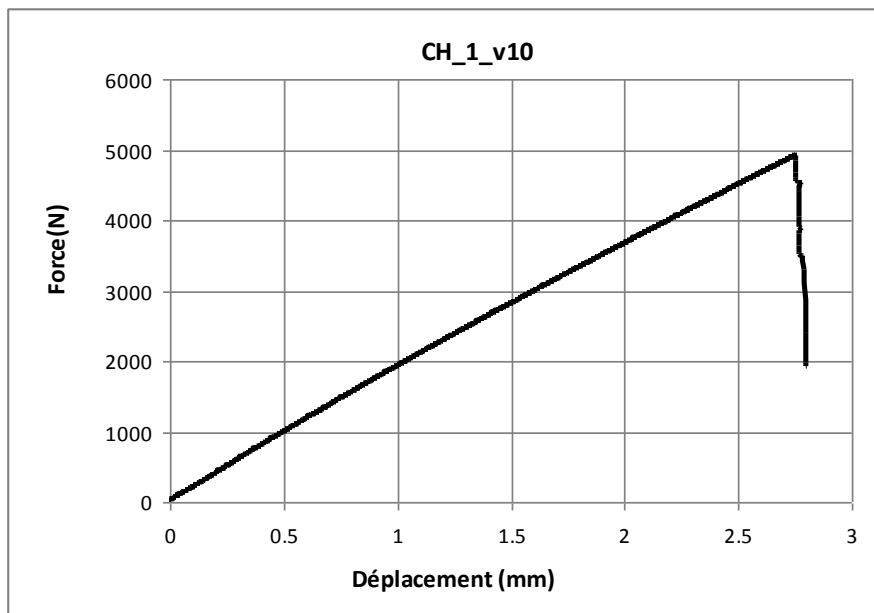


Figure 2.6 Courbe force – déplacement pour un réseau de fils chaîne [Themeli, 2011]

2.3.3.2 La rigidité de la grille en fibre de verre

Le module de rigidité de réseaux chaîne et trame a été déterminé à partir de deux types d'essais, respectivement : des essais monotones de rupture en traction et les essais de chargement-déchargement réalisés sur des réseaux chaîne et trame. Les essais ont été réalisés par A. Themeli dans le cadre de son projet [Themeli, 2011]. Une troisième méthode de calcul

des modules de rigidité des réseaux est à l'aide de la loi de mélange. Les résultats obtenus par A. Themeli sont présentés dans le tableau 2.2.

Méthode de calcul	E chaîne [MPa]	E trame [MPa]
1. Essais monotone de rupture en traction	43 463	35 398
2. Essais de chargement-déchargement	45 063	36 201
3. Loi de mélange	44 656	37 688
Moyennes des méthodes 1,2 et 3	44 394	36 429

Tableau 2.2 Module de rigidité moyen des réseaux des fils chaîne et trame de la géo-grille CIDEX 100 SB

2.3.3.3 La résistance en fatigue de la grille en fibre de verre

Les essais de fatigue en traction – traction effectués par A. Themeli [Themeli, 2011] ont permis de trouver la limite d'endurance des réseaux chaîne et trame de la géo-grille testée CIDEX 100 SB. Cette limite a été estimée à au moins $\varepsilon = 6,85 \times 10^{-3}$ m/m, niveau pour lequel il n'y a pas eu de rupture au bout de 3 millions de cycles de chargement. Ce niveau de sollicitation est beaucoup plus élevé que les niveaux de sollicitations dans les réseaux pendant un essai de fatigue sur les poutres bitumineuses. Le niveau de déformation le plus élevé testé dans ce travail sur les poutres bitumineuses est $\varepsilon = 150 \times 10^{-6}$ m/m. Ce constat a permis de conclure que la géo-grille peut être considérée comme un matériau non-endommageable pour les niveaux de sollicitations testés.

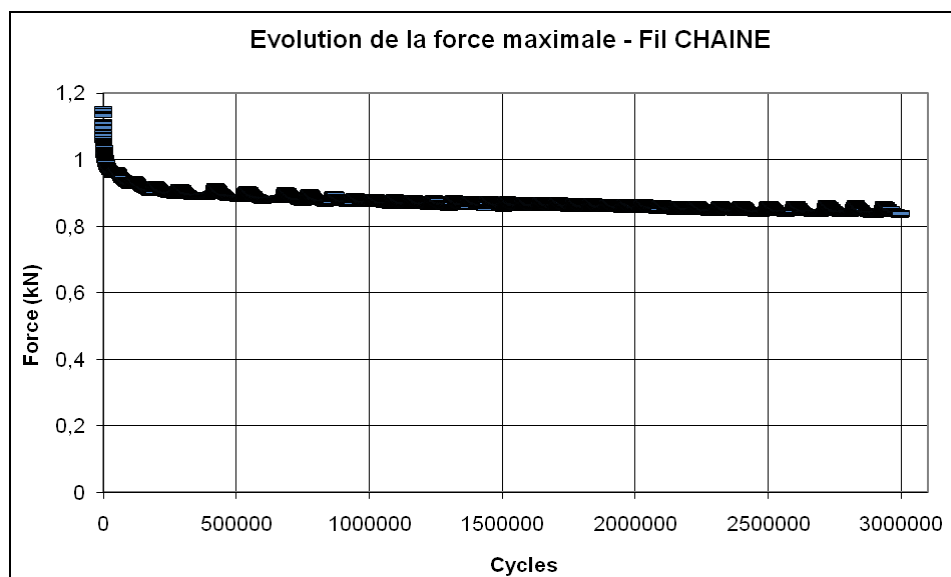


Figure 2.6 Evolution de la force maximale pendant l'essai de fatigue d'un réseau des fils chaîne. Niveau de sollicitation $\varepsilon_{\max} = 6,85 \cdot 10^{-3}$ m/m [Themeli, 2011]

2.3.4 Mise en œuvre de la géo-grille

La grille est stockée sous la forme de rouleaux. La surface déroulée du rouleau est un rectangle avec des réseaux chaîne dans le sens de la longueur et des réseaux trame en largeur. La grille est déroulée dans le sens de la circulation seulement à la mise en œuvre.

Elle est fixée sur la couche de base à l'aide d'une couche d'accrochage en émulsion de bitume résiduel de 600 g/m². Dans le cas de plateformes portuaires il y a plusieurs directions de circulation et les performances des réseaux chaîne et trame sont très proches. Dans le cas d'une structure autoroutière, les performances mécaniques des réseaux chaîne sont largement supérieures à celle des réseaux trames. Les performances des matériaux sont déterminées en fonction des efforts de traction produits dans la chaussée, qui sont considérablement plus importants dans le sens de la circulation.



Figure 2.7 Déroulement d'un rouleau de CIDEX 100 SB et collage sur une couche d'émulsion

Il est très important de respecter les conseils de mise en œuvre de la géo-grille pour assurer son collage et son efficacité dans la structure de la chaussée, notamment :

- un support propre, sec et exempt de toute impureté,
- un support plan et lisse. Dans certains cas, une couche de nivellement granulaire de 20 à 50 mm peut être nécessaire.
- les fissures dont la largeur est supérieure à 3mm seront pontées avec du bitume ou recouvertes d'enrobé de reprofilage,
- la couche d'accrochage dans le dosage prescrit doit être appliquée. D'après [Nguyen et al., 2013] un surdosage en bitume peut conduire à des problèmes pendant la construction de la chaussée. Dans ce cas, le liant peut coller aux roues des véhicules de construction et engendrer le décollement de la géo-grille. Dans les cas opposés, de l'insuffisance en bitume, le problème de fonctionnement de la structure vient du décollement de la géo-grille, dû au faible collage.

L'Annexe A présente quelques étapes de la mise en œuvre de la géo-grille dans le cas de l'entretien d'une chaussée départementale.

Chapitre 3. Dispositifs expérimentaux

CONTENU

3.1 Système d'essais de caractérisation des enrobés bitumineux

3.1.1 Banc de flexion en quatre points

3.1.2 Dispositif de compression diamétrale

3.2 Dispositifs de fabrication des éprouvettes. Etapes de fabrication

3.3 Erreurs de mesure du système d'essais

3 Dispositifs expérimentaux

3.1 Système d'essais de caractérisation des enrobés bitumineux

Le système d'essais de caractérisation des enrobés bitumineux Zwick (figure 3.1) est composé de plusieurs parties : le bâti d'essais (1), l'enceinte thermo-régulable (2), le vérin (3), le groupe froid (4), le groupe hydraulique (5), et l'unité électronique d'acquisition des données (6) piloté par l'ordinateur (7). En fonction du type d'essai à effectuer, deux types de dispositif d'essais sont intégrés au système : le banc de flexion en quatre points (figure 3.2) et le dispositif de compression diamétrale (figure 3.3).

Les systèmes de mesure de la déformation sont des capteurs de type « linear variable differential transformer » (LVDT) avec une étendue de mesure différente en fonction du dispositif d'essais utilisé. Dans le cas du banc de flexion, la mesure du déplacement est faite à l'aide d'un capteur LVDT de type extensomètre avec une étendue de mesure de +/- 1 mm. Dans le cas du dispositif de compression diamétrale, la mesure du déplacement est faite avec un capteur LVDT de type extensomètre avec une étendue de mesure de +/- 5 mm. La capacité de la presse hydraulique est de 10 kN.



Figure 3.1 Système d'essai Zwick-Roell (photo I.A)

3.1.1 Banc de flexion en quatre points

Le banc de flexion en quatre points est un prototype par rapport aux dispositifs de la même catégorie. Ses grandes dimensions ont été adaptées pour tester le béton bitumineux renforcé par géo-grilles et respectent les spécifications des annexes D et B des normes européennes [EN 12697-24, 2012], [EN 12697-26, 2012]. En effet, le dimensionnement des éprouvettes

composées de béton bitumineux et grille en fibre de verre a conduit au dimensionnement du banc de flexion.

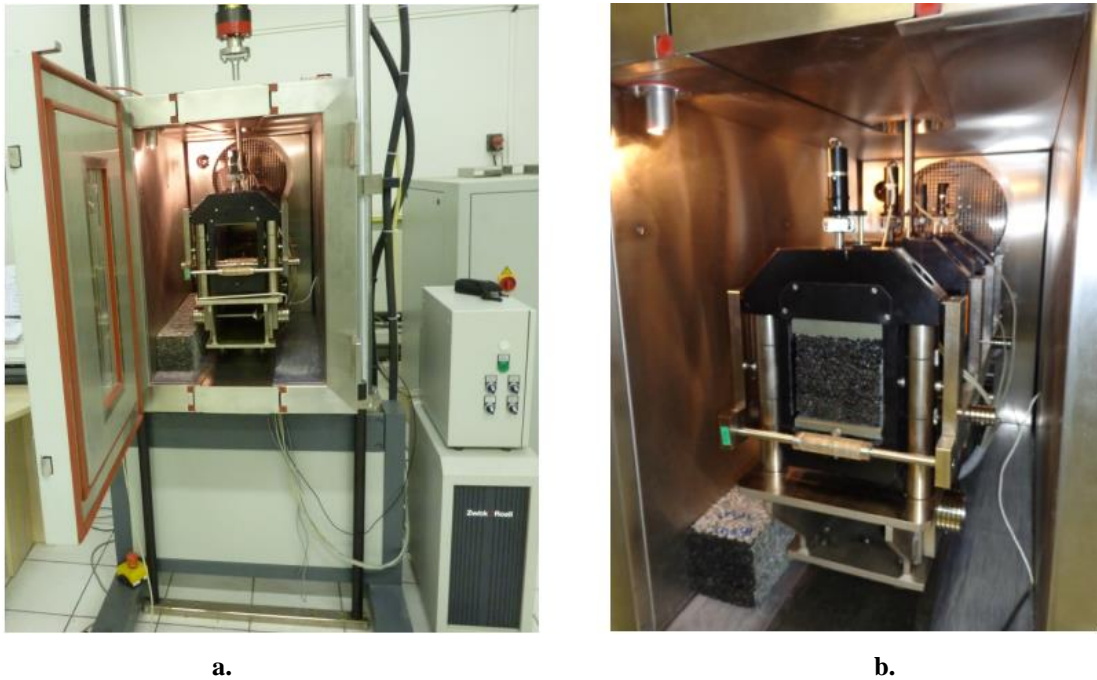


Figure 3.2 Banc de flexion en 4 points (a) et montage de l'éprouvette pendant l'essai (b) (photo I.A)

Dimensionnement des éprouvettes de type poutre prismatique

Les normes européennes [EN 12697-24, 2012], [EN 12697-26, 2012] recommandent des poutres prismatiques de dimensions $450 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$ (longueur x largeur x hauteur). Ces valeurs résultent de deux conditions imposées. Deux types d'éprouvettes sont considérées : des éprouvettes en béton bitumineux appelées « témoins ou non-renforcées » et des éprouvettes composées de béton bitumineux et de grille en fibre de verre appelées « composites ou renforcées ». Les dimensions de la grille en fibre de verre ont conduit à un dimensionnement particulier des éprouvettes composites, et respectivement du banc de flexion.

La première condition concerne le Volume Élémentaire Représentatif (VER) du matériau. Cette notion est liée à la taille des granulats et exige que la plus grande valeur (largeur ; hauteur) des poutres soit supérieure à trois fois le diamètre maximal des granulats du mélange bitumineux. A défaut des spécifications normatives concernant les mélanges bitumineux renforcés, la même condition est prise en compte pour le matériau composite. L'élément principal de la grille est le réseau en fibre de verre, ce qui conduit à un nombre minimum de trois réseaux trame disposés sur la largeur de l'éprouvette composite. L'ouverture de maille entre deux réseaux est de 40 mm, ce qui conduit à une largeur de poutre de 100 mm et une hauteur de 100 mm (hauteur qui reste variable de 70 à 100 mm).

La deuxième condition concerne l'élancement de la poutre et prévoit une longueur entre appuis supérieure à six fois la valeur maximale (largeur ; hauteur) de l'éprouvette. La largeur

de 100 mm résultante de la première condition conduit à une longueur de 600 mm entre appuis et à une longueur totale de la poutre supérieure à 620 mm, ici prise de 630 mm. Le résultat du dimensionnement des éprouvettes composites est la poutre des dimensions 630 x 100 x 100 mm³.

Le banc de flexion est placé à l'intérieur de l'enceinte thermo régulable et connecté au bâti d'essai. Le dispositif permet la réalisation de deux types d'essais : l'essai de module de rigidité et l'essai de fatigue. Les deux modes opératoires sont exposées dans la partie des essais de laboratoire dans le chapitre 4.

3.1.2 Dispositif de compression diamétrale

Le dispositif de l'essai de compression diamétrale est intégré au même système d'essais que le banc de flexion. Ce dispositif expérimental est utilisé pour la réalisation de l'essai de module de rigidité en traction indirecte sur des éprouvettes cylindriques (ITT-CY), essai présenté dans le Chapitre 4.



a.



b.

Figure 3.3 Dispositif de compression diamétrale(a) et montage de l'éprouvette pendant l'essai(b) (photo I.A)

Les dimensions des éprouvettes cylindriques ont été fixées par rapport à l'Annexe C de la norme européenne [EN 12697-26, 2012]. La norme propose des cylindres de diamètre de 80 mm, 100 mm, 120 mm, 150 mm ou 200 mm, choisi en fonction du diamètre maximal des granulats du mélange bitumineux (diamètre de l'éprouvette supérieure à cinq fois le diamètre maximal de l'enrobé). Dans le cas du béton bitumineux semi-grenu testé, le diamètre est fixé

à 100 mm. L'épaisseur des éprouvettes, choisie dans l'intervalle [30 mm ; 75 mm] par rapport à la dimension maximale du mélange, a été fixée à environ 70 mm.

3.2 Dispositifs de fabrication des éprouvettes. Etapes de fabrication

La fabrication des éprouvettes est une étape qui a nécessité beaucoup de savoir faire et beaucoup de temps de réalisation, plus particulièrement dans les cas des poutres prismatiques en structure multicouche.

Les éprouvettes prismatiques et cylindriques sont obtenues par le sciage ou le carottage des plaques de béton bitumineux fabriquées en laboratoire d'après les normes [EN 13108, 2007]. Les dispositifs expérimentaux employés sont présentés en liaison avec les étapes principales du processus de fabrication des éprouvettes. Le malaxage des matériaux a été fait avec un malaxeur d'enrobé pour laboratoire Infratest 20-0160 et le compactage de l'enrobé à l'aide du compacteur à plaques BBPAC du LCPC (figures 3.4).

La plaque destinée à l'obtention des cylindres est réalisée par le compactage du béton bitumineux dans une seule couche de 100 mm hauteur. Ses dimensions sont standards de 600 x 400 x 100 mm³ (longueur x largeur x hauteur). Les éprouvettes cylindriques résultante du carottage ont un diamètre $\phi = 100$ mm et une hauteur (épaisseur) $h \approx 70$ mm.

Les plaques destinées à l'obtention des poutres prismatiques sont fabriquées en 3 couches. Les trois couches sont imposées par la symétrie de l'essai de flexion en quatre points, respectivement des éprouvettes à double renforcement placé entre les couches bitumineuses.

Les plaques sont fabriquées en plusieurs étapes :

1. Compactage de la première couche en béton bitumineux de 50 mm hauteur,
2. Collage de la première géo-grille à l'aide d'une couche d'accrochage en émulsion à base de bitume résiduel dans le cas des plaques renforcées ou application d'une couche d'émulsion dans le cas des plaques non-renforcées,
3. Compactage de la deuxième couche en béton bitumineux de 50 mm hauteur,
4. Collage de la deuxième géo-grille avec une couche d'accrochage en émulsion à base de bitume résiduel dans le cas des plaques renforcées ou application d'une couche d'émulsion dans le cas des plaques non-renforcées,
5. Compactage de la deuxième couche en béton bitumineux de 50 mm hauteur,
6. Démoulage de la plaque et collage de deux morceaux en béton bitumineux de chaque côté de la plaque de 600 x 400 x 150 mm³ afin d'obtenir une plaque de 630 x 400 x 150 mm³.
7. Sciage de la plaque de 630 x 400 x 150 mm³ à l'aide de la Scie (figure 3.4) et obtention des trois poutres prismatiques de 630 x 100 x 100 mm³.

L'émulsion de bitume résiduel utilisée pour la couche d'accrochage d'une géo-grille pour les plaques renforcées, est fabriquée à base de 600 g/m² de bitume résiduel. La couche en

émulsion de bitume répandue à l'interface entre deux couches en béton bitumineux des plaques non-renforcées est fabriquée à base de 300 g/m² de bitume résiduel.

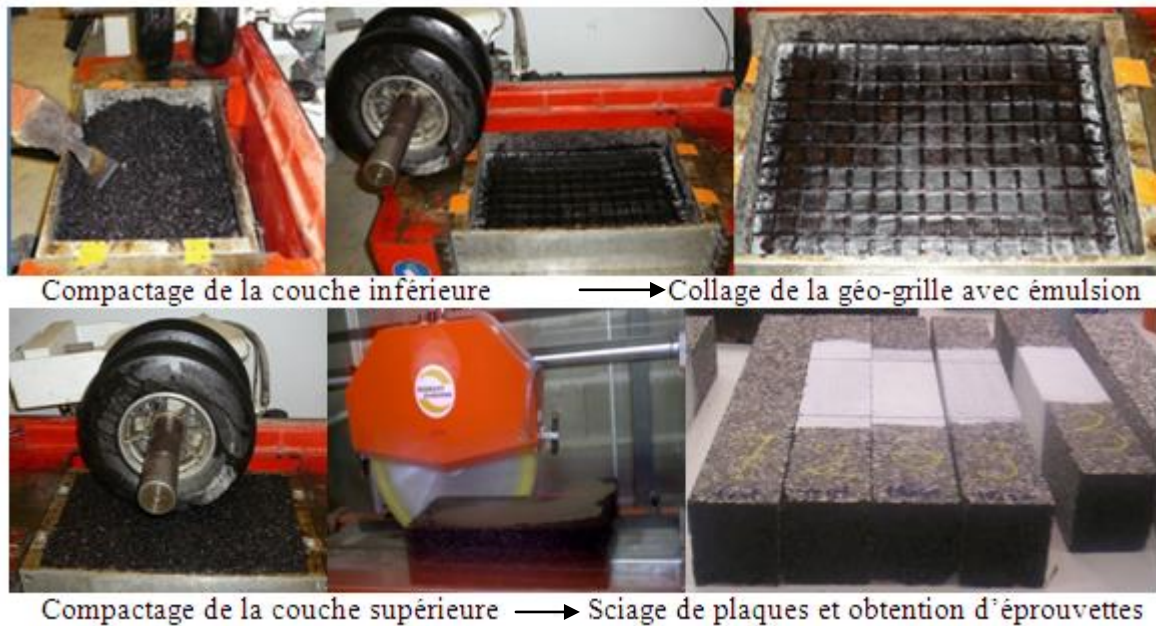


Figure 3.4 Étapes et dispositifs de fabrication des plaques composites (photos I.A)

Lors de l'étape 7 de la fabrication des plaques, il résulte deux types des poutres de structure tri-couches et de dimensions 630 x 100 x 100 mm³ :

- Les poutres tri-couches en béton bitumineux provenant des plaques fabriquées en 3 couches, qui ont la structure : 25 mm BBSG + émulsion, 50 mm BBSG + émulsion, 25 mm BBSG.
- Les poutres tri-couches composites en béton bitumineux renforcé par deux géo-grille, qui ont la structure : 25 mm BBSG + émulsion, grille CIDEX 100SB + 50 mm BBSG + émulsion, grille CIDEX 100SB + 25 mm BBSG. Quelques détails de fabrication des plaques composites sont montrés dans l'annexe B.



Figure 3.5 Plaque renforcée en structure tri-couche, fabriquée à Epsilon (photo I.A)

Deux plaques en structure monocouche en béton bitumineux ont été fabriquées spécialement pour une étude de module de rigidité du BBSG, évalué par deux types d'essais, présentés dans la partie 4.1 du chapitre 4.

3.3 Erreurs de mesure du système d'essais

L'incertitude de mesure prise en compte dans ce calcul d'erreurs de mesure des capteurs (déplacement, force) est l'erreur relative de justesse, définie comme :

$$q = (v_i - v_t) \times 100 / v_t \quad (3.1)$$

Où :

v_i - valeur indiquée par le capteur,

v_t - valeur réelle fournie par l'appareillage d'étalonnage.

L'extensomètre de type LVDT du dispositif de compression diamétrale de course de 10 mm présente une erreur maximale de justesse relative de 1% dans le cas des sollicitations en traction et des sollicitations en compression.

L'extensomètre de type LVDT du banc de fatigue en flexion en quatre points de course de 2 mm présente une erreur maximale de justesse relative de 3,2% dans le cas des sollicitations en traction et des sollicitations en compression.

Le capteur de force du système d'essai est de 10 kN et présente une erreur maximale de justesse en traction de 0,7% et en compression de 0,5%. L'erreur maximale de retour à zéro : 0,0% F_{max} .

L'enceinte thermostatique avec l'étendue de mesure de 100°C, à été vérifiée pour deux températures d'essai, respectivement : $T = 10^\circ\text{C}$ et $T = 15^\circ\text{C}$. L'incertitude type composée de la chaîne de mesure dans le cas de deux températures d'essai est de 0,7°C. Cette valeur tient compte de différents composants d'incertitudes, étalons de travail, méthodes de caractérisation, conditions d'environnement, stabilité de l'enceinte caractérisée.

Calcul d'erreurs de mesure du module de rigidité en flexion en quatre points

Le module de rigidité d'après EN 12 697-26 est calculé par l'expression :

$$|E| = \frac{\gamma \cdot F}{z} \quad (3.2)$$

Où :

E - module de rigidité (module du module complexe) mesuré en MPa,

F - valeur de crête de la charge verticale appliqué en N,

z - le déplacement pendant le cycle de chargement en mm,

γ - facteur de forme en fonctions de dimensions et de la forme de l'éprouvette en mm^{-1} , ici $\gamma = 0,46$ calculé par l'expression :

$$\gamma = \frac{L^2 \cdot A}{B \cdot H^3} \left(\frac{3}{4} - \frac{A^2}{L^2} \right) \quad (3.3)$$

Où :

L - longueur entre les 2 points extérieurs (appuis) en mm, ici L = 600 mm,

A - longueur entre 2 points (extérieurs et/ou intérieurs) en mm, ici A = L/ 3 = 200 mm,

B - largeur de la poutre en mm, ici B = 100 mm,

H - hauteur de la poutre en mm, ici H = 100 mm.

L'incertitude de mesure du module de rigidité $\frac{\Delta E}{E}$ est composée de :

- L'incertitude relative de F : $\frac{\Delta F}{F} = 0,7\%$,

- L'incertitude relative de z : $\frac{\Delta z}{z} = 3,2\%$,

- L'incertitude relative de γ : $\frac{\Delta \gamma}{\gamma} = 2,65\%$, calculée à partir de l'expression 3.3 en remplaçant

L = 3A.

Ainsi $\gamma = \frac{23}{4} \frac{A^3}{B \cdot H^3}$ et l'incertitude relative est $\frac{\Delta \gamma}{\gamma} = \sqrt{3 \left(\frac{\Delta A}{A} \right)^2 + \left(\frac{\Delta B}{B} \right)^2 + 3 \left(\frac{\Delta H}{H} \right)^2} = 2,65\%$

Où : $\frac{\Delta A}{A} = \frac{\Delta B}{B} = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta L}{L} = 1\%$.

L'incertitude de mesure du module de rigidité est :

$$\frac{\Delta E}{E} = \sqrt{\left(\frac{\Delta \gamma}{\gamma} \right)^2 + \left(\frac{\Delta F}{F} \right)^2 + \left(\frac{\Delta z}{z} \right)^2} = 4,21\%$$

Calcul d'erreurs de mesure du module de rigidité en compression diamétrale

Le module de rigidité mesuré, d'après EN 12697-26, annexe C, est calculé par l'expression :

$$E = \frac{F \cdot (v + 0,27)}{(z \cdot h)} \quad (3.4)$$

Où :

E - module de rigidité mesuré en MPa,

F - valeur de crête de la charge verticale appliqué en N,

z - l'amplitude de déformation horizontale obtenue pendant le cycle de chargement en mm,

h - épaisseur moyenne de la carotte en mm,

v - coefficient de Poisson $\approx 0,35$.

L'incertitude de mesure du module de rigidité $\frac{\Delta E}{E}$ est composée de :

- L'incertitude relative de F : $\frac{\Delta F}{F} = 0,5\%$,

- L'incertitude relative de z : $\frac{\Delta z}{z} = 1\%$,

- L'incertitude relative de h : $\frac{\Delta h}{h} = 1\%$.

L'incertitude de mesure du module de rigidité est :

$$\frac{\Delta E}{E} = \sqrt{\left(\frac{\Delta F}{F}\right)^2 + \left(\frac{\Delta z}{z}\right)^2 + \left(\frac{\Delta h}{h}\right)^2} = 1,5\% .$$

Les incertitudes de mesure estimées pour le module de rigidité résultant de deux types d'essais ne tiennent pas compte de l'incertitude de température. Cette dernière est estimée pour chaque type d'essai, à partir de la variation entre la valeur moyenne du module de rigidité déterminée à $T = 10^\circ\text{C}$ et celle déterminée à $T = 15^\circ\text{C}$, au chapitre 4.

Chapitre 4. Essais de caractérisation du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille

CONTENU

4.1. Essais de module de rigidité

4.1.1 Le module de rigidité des enrobés bitumineux

4.1.2 Essais de rigidité normalisés pour les enrobés bitumineux

4.1.3 Essai de compression diamétrale IT-CY

4.1.4 Essai de flexion en quatre points 4PB-PR

4.1.5 Comparaison des modules de rigidité du BBSG en IT-CY et en 4PB-PR, à 15°C

4.1.6 Comparaison des modules de rigidité du BBSG et du composite BBSG +CIDEX en 4PB-PR, à 10°C et 10 Hz

4.2 Essais de résistance à la fatigue

4.2.1 La durée de vie en fatigue et la loi de fatigue

4.2.2 Les essais de fatigue et le choix de l'essai 4PB-PR

4.2.3 Essais de fatigue 4PB sur les poutres en BBSG et détermination de la droite de fatigue NR

4.2.4 Essais de fatigue 4PB sur les poutres composites BBSG+CIDEX et détermination de la droite de fatigue R

4.2.5 Comparaison des droites de fatigue NR et R et estimation du gain apporté par la géo-grille

4.2.6. Analyse statistique des droites de fatigue NR et R

4.2.7 Application du modèle de Castro-Sanchez pour estimer le nombre de cycles à la rupture du BBSG et du composite BBSG+CIDEX

4.2.8 Observation en images de la propagation des fissures de fatigue post-essais 4PB

4 Essais de caractérisation du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille

4.1 Essais de module de rigidité

4.1.1 Le module de rigidité des enrobés bitumineux

Cette partie s'intéresse à la « rigidité » des enrobés bitumineux, une caractéristique exprimée par leur « module de rigidité », et aux méthodes de détermination du module de rigidité. Parmi ces méthodes, deux ont été choisies pour estimer le module de rigidité du béton bitumineux. Les résultats d'essais sont comparés afin de réaliser une corrélation entre les deux méthodes testées.

La rigidité d'un matériau est une caractéristique mise en évidence par la pente de la courbe de type contrainte-déformation du matériau [Kim, 2009]. Il existe plusieurs types d'essais et des courbes de contrainte-déformation pour déterminer le module de rigidité des enrobés bitumineux. Cette propriété des enrobés bitumineux est utilisée dans le calcul de dimensionnement mécanique des structures de chaussées afin de prédire la réponse de la structure sous le chargement du trafic et son endommagement.

Le niveau trois dans l'étude de formulation des enrobés bitumineux est représenté par la détermination du module de rigidité. Cette caractéristique est prise en compte lors du dimensionnement de la chaussée, dans le calcul de la déformation admissible à la base des couches bitumineuses « ε_t », sous la forme d'un rapport entre le module de rigidité à 10°C et le module à la température équivalente (en France $T = 15^\circ\text{C}$) [Guide Technique SETRA-LCPC, 1994].

La rigidité des enrobés bitumineux dépend de plusieurs facteurs comme : la vitesse de chargement, la température, le type de bitume, la teneur en humidité du bitume, l'état de contrainte, les agrégats, les fines, la présence d'eau dans le mélange, les vides, l'âge du mélange, les éventuels aditifs ou produit ajoutés au mélange. A une température donnée et sous un chargement lent, le béton bitumineux se déforme lentement et les déformations sont de type permanent. Sous un chargement à grande vitesse de déformation, le comportement est différent : le matériau est plus résistant et il existe le risque de rupture.

Considérant l'hypothèse du comportement viscoélastique linéaire de l'enrobé bitumineux et le cas d'un chargement de forme sinusoïdale en fonction du temps « t » de type :

$$F(t) = \sigma \times \sin(\omega \times t)$$

, la réponse du matériau est de forme sinusoïdale de type :

$$\varepsilon \times \sin(\omega \times (t - \phi)).$$

Où :

σ - la contrainte appliquée, en MPa,

ε - la déformation appliquée, en $\mu\text{m}/\text{m}$,

ω - la vitesse angulaire, en radians par seconde,

ϕ - l'angle de phase en degrés.

Le « module complexe » du matériau est le rapport entre la contrainte et la déformation. Il est noté E^* et il est défini par l'équation 4.1. Le module du module complexe représente le module de rigidité de l'enrobé [EN 12697-26, 2012].

$$E^* = |E^*| \times (\cos(\phi) + i \sin(\phi)) \quad (4.1)$$

Le module complexe est caractérisé par un couple de deux composants : une partie réelle E_1 et une partie imaginaire $i.E_2$, définies par les équations 4.2 et 4.3.

$$E_1 = |E^*| \times \cos(\phi) \quad (4.2)$$

$$E_2 = |E^*| \times \sin(\phi) \quad (4.3)$$

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (4.4)$$

L'angle de phase entre le chargement et la réponse du matériau est défini par l'équation :

$$\phi = \arctan\left(\frac{E_2}{E_1}\right) \quad (4.5)$$

4.1.2 Essais de rigidité normalisés pour les enrobés bitumineux

La norme européenne [EN 12697-26, 2012] accepte plusieurs méthodes de détermination du module de rigidité des enrobés bitumineux, schématisés dans la figure 4.1. Il s'agit de l'essai de flexion en deux points sur éprouvettes trapézoïdales (2PB-TR) ou prismatiques (2PB-PR), l'essai de flexion en trois points sur éprouvettes prismatiques (3PB-PR), l'essai de flexion en quatre points sur éprouvettes prismatiques (4PB-PR), l'essai de traction indirecte sur éprouvettes cylindriques (IT-CY), l'essai de traction-compression directe sur éprouvettes cylindriques (DTC-CY) et l'essai de traction directe sur éprouvettes cylindriques (DT-CY) ou prismatiques (DT-PR). Parmi ces essais, l'essai de flexion en deux points 2PB-TR, l'essai de traction directe DT-CY et l'essai de traction indirecte IT-CY sont les plus fréquemment employés en France.

Les travaux [Di Benedetto et al., 2001] réalisés sur le module complexe, ont conclu que les rigidités résultantes lors des différents essais restent assez proches. Ceci est valable pour un

comportement viscoélastique linéaire mis en évidence par un essai à charge sinusoïdale, effectué sous conditions d'essai contrôlées (température, fréquence).

Dans ce travail le module de rigidité du même mélange bitumineux est déterminé à l'aide de deux essais : l'essai de compression diamétrale et l'essai de flexion en quatre points. L'objectif est d'analyser les résultats d'essais et à partir de ceux-ci de trouver des corrélations entre les deux méthodes. Les essais sont effectués en enceinte thermo-régulée à température contrôlée avec les mêmes niveaux de température testés. Les deux essais se différencient par le mode d'application de la sollicitation, par la forme et la taille des éprouvettes, ce qui conduit à une dispersion entre les deux séries des valeurs de module de rigidité obtenues.

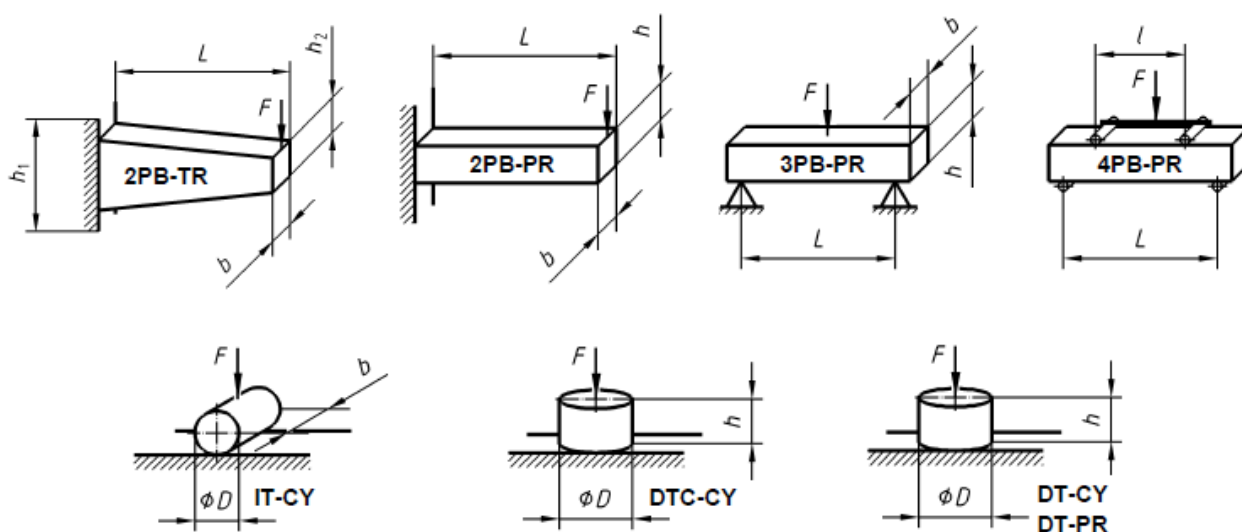


Figure 4.1 Essais de rigidité. Principes d'essais de rigidité [EN 12697-26, 2012]

4.1.3 Essai de compression diamétrale IT-CY

4.1.3.1 Principe de l'essai IT-CY

L'essai de rigidité en compression diamétrale ou traction indirecte (IT-CY) consiste en l'application d'une charge sinusoïdale le long du diamètre vertical d'une éprouvette cylindrique et la mesure de la déformation diamétrale horizontale transitoire de l'éprouvette pendant l'application de la charge. La mesure de la déformation est faite à l'aide d'un capteur de déformation de type LVDT, placé autour de l'éprouvette et fixé à l'aide de deux bandes de chargement en acier. Le principe de l'essai est schématisé dans la figure 4.2.

Un nombre minimum de 10 impulsions de chargement répétées est appliqué avec des périodes de repos à l'aide du vérin de chargement. L'essai de traction indirecte réalisé dans ce travail comprend seize impulsions sinusoïdales. La norme européenne [EN 12697-26, 2012] prévoit un temps de montée en charge ou un temps nécessaire à l'application de la charge pour passer de zéro à la valeur maximale de $124 \text{ ms} \pm 4 \text{ ms}$. La déformation horizontale engendrée par le

chargement doit être comprise entre 3 μm et 7 μm pour une éprouvette de diamètre de 100 mm.

Les éprouvettes sont fabriquées et stockées dans des conditions précises [EN 13108, 2007]. Elles nécessitent un conditionnement à la température d'essai de minimum 4 heures après minimum 8 h de séchage. Dans ce travail, les éprouvettes testées ont été conditionné 12 h (pendant la nuit).

La valeur de référence du module de rigidité est déterminée à 15°C, par analogie à l'essai de rigidité en traction directe, mais d'autres températures et fréquences ont été testées. Cette valeur est une moyenne sur 2 essais effectués sur la même éprouvette, en position initiale ($E_{1_tableau\ 4.1}$) et ensuite tournée de $(90\pm 10)^\circ$ autour de son axe horizontal ($E_{2_tableau\ 4.1}$). La valeur obtenue lors du deuxième essai doit être comprises entre +10% et -20% de la valeur du premier essai, sinon les résultats sont rejetés. Le nombre minimal nécessaire d'éprouvettes à soumettre à essais pour fournir le résultat, respectivement un module de rigidité moyen du matériau testé est de 4. Dans ce travail, nous avons testé 6 éprouvettes à chaque température d'essai.

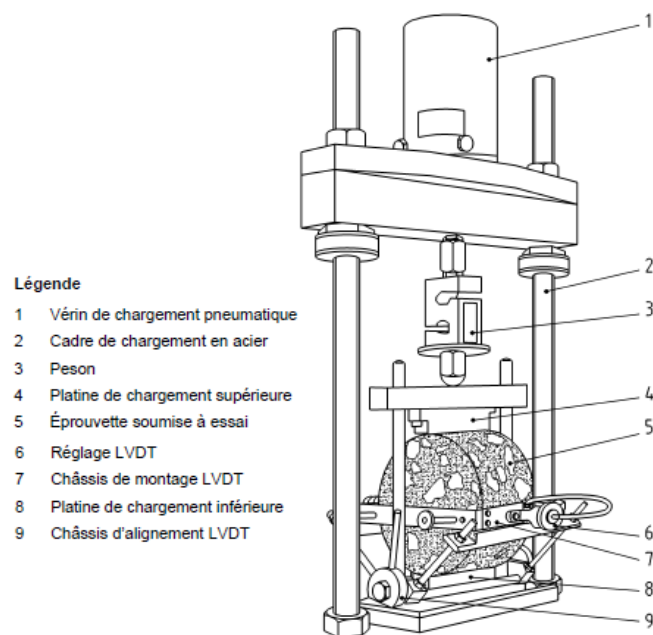


Figure 4.2 Principe de l'essai de compression diamétrale [EN 12697-26, 2012]

4.1.3.2 Module de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C et 124 ms

Une plaque de BBSG de dimensions 600 x 100 x 100 mm³ a été fabriquée dans le laboratoire Epsilon et six éprouvettes cylindriques de diamètre de 100 mm et hauteur moyenne de 67 mm ont été carottées dans la plaque. Les éprouvettes ont été testées en compression diamétrale dans les mêmes conditions d'essai (15°C, 124 ms) afin de trouver le module de rigidité moyen du matériau. Tous les tableaux des résultats sont présentés dans l'Annexe C1.

N°. épp	Ø[mm]	H [mm]	m [kg]	E ₁ [MPa]	E ₂ [MPa]	E _{moy}
1	100	66.6	1 343.5	11 228	11 746	11 487
2		67.2	1 351.0	11 187	11 512	11 349
3		66.9	1 349.7	11 771	11 520	11 645
4		66.5	1 357.0	10 935	10 809	10 872
5		67.6	1 355.7	11 213	10 696	10 955
6		66.7	1 341.7	11 334	11 364	11 349
Moyenne E_M	100	66.92	-	-	-	11 276
Ecart-type	$e = \sqrt{\frac{\sum_i (E_{moy,i} - E_M)^2}{n}}$				-	276 (2,45%)

Tableau 4.1 Modules de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C, 124 ms

Influence de l'incertitude globale de mesure sur le module de rigidité

Pour le module de rigidité E = 11 270 MPa, l'incertitude de mesure de +/-1,5% représente 169 MPa, respectivement E est compris dans l'intervalle (11 101 ; 11 439) MPa.

4.1.3.3 Réalisation de la courbe maitresse du BBSG

Plusieurs essais de rigidité ont été effectués à quatre températures (5°C, 10°C, 15°C et 20°C) et six fréquences (0,1 Hz, 0,3 Hz, 1 Hz, 3 Hz, 10 Hz et 20 Hz), ce qui a permis la réalisation de la courbe maitresse du BBSG testé, par translation le long de l'échelle de temps des isothermes. Les tableaux des résultats sont présentés dans l'Annexe C2.

L'essai de rigidité IT-CY réalisé avec un temps de charge de 124 ms est fait avec une fréquence de 0,333 Hz. La valeur moyenne du module de rigidité à 10°C est d'environ 16 800 MPa (Annexe C2). Ainsi, la valeur de 5 500 MPa correspondante à 5°C de différence de température, nous a permis d'estimer une incertitude de 770 MPa due à l'incertitude de température de 0,7°C.

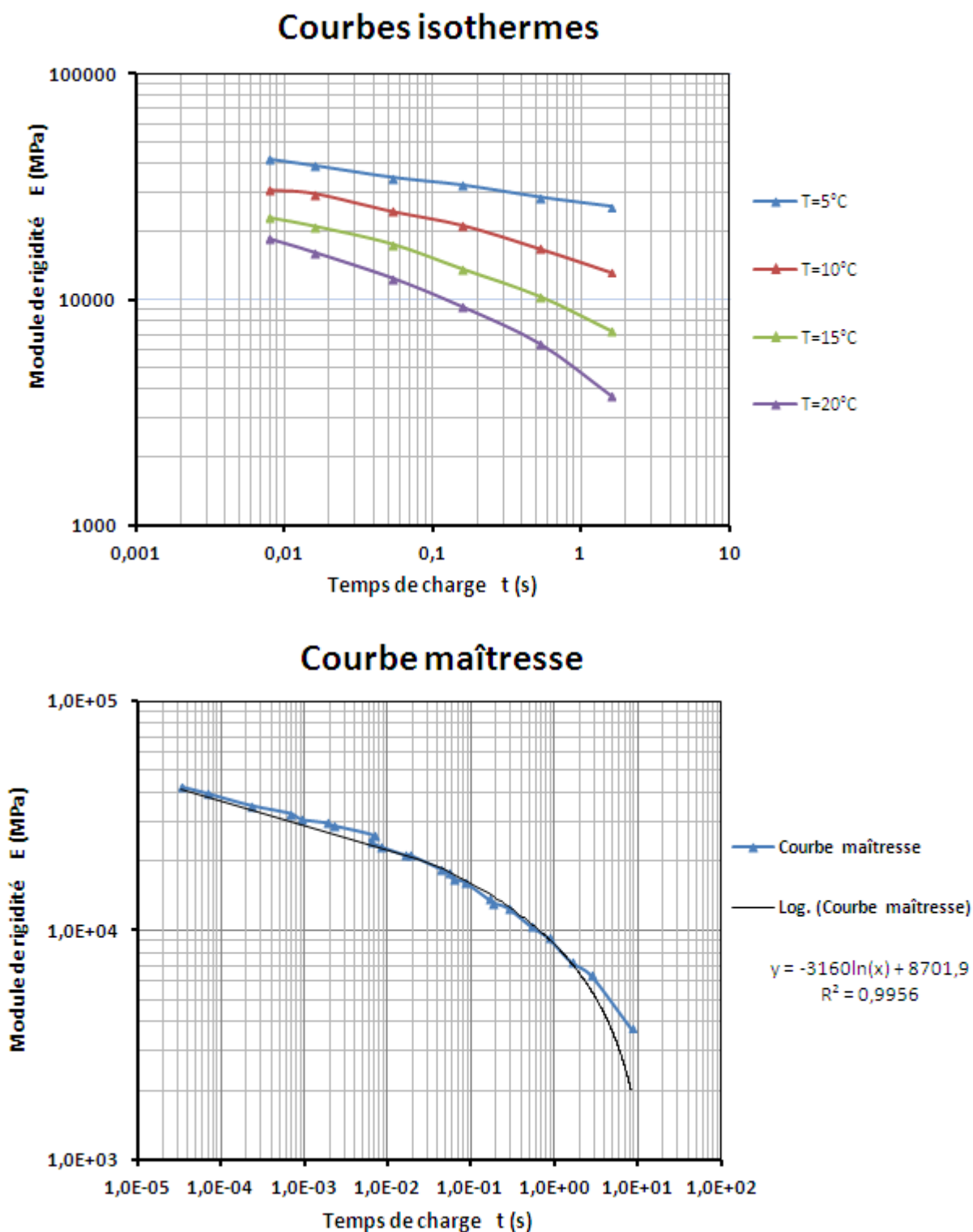


Figure 4.3 Courbes isothermes et courbe maîtresse du BBSG

4.1.4 Essai de rigidité en flexion en quatre points 4PB-PR

4.1.4.1 Principe de l'essai de rigidité 4PB-PR

L'essai de flexion en quatre points consiste à soumettre une éprouvette prismatique à une flexion périodique en quatre points. Les quatre points sont représentés par les deux lignes de réaction (d'appui) et les deux lignes de charge indiqués sur la figure 4.4.

La flexion est réalisée par le mouvement de lignes de charge dans la direction verticale, perpendiculairement à l'axe longitudinal de la poutre. La rotation et la translation horizontale sont libres et les positions verticales de deux lignes d'appuis restent fixes. Le déplacement périodique est un déplacement sinusoïdal et symétrique autour de la position initiale de l'axe longitudinal de la poutre. La configuration d'essai crée un moment constant entre les deux lignes de chargement, ce qui signifie une déformation constante le long d'une même fibre. Le principe de l'essai est représenté dans la figure 4.4. 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 de rigidité normalisé est effectué à 15°C et 10 Hz. L'amplitude de déplacement correspondante à une déformation de 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ reste constante pendant l'essai. La force nécessaire à maintenir le déplacement constant est mesurée en fonction du temps, ainsi que l'angle de phase entre les deux signaux.

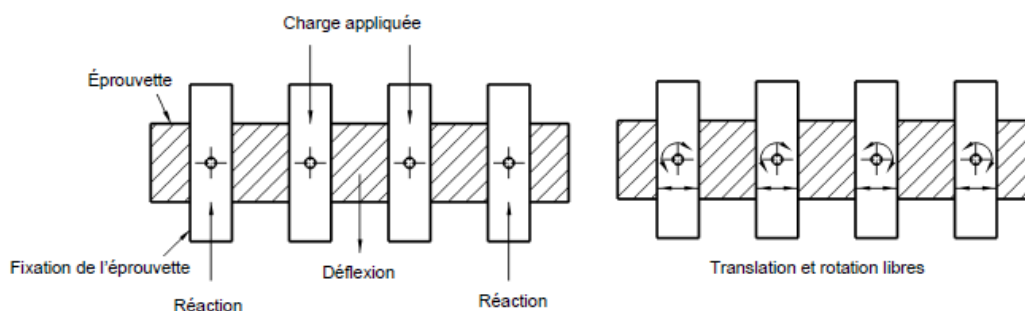


Figure 4.4 Configuration de l'essai de flexion en quatre points [EN 12697-26, 2012]

L'essai de fatigue en flexion en quatre points est réalisé dans la même configuration d'essai mais dans d'autres conditions d'essai, respectivement : température de 10°C et fréquence de sollicitation de 25 Hz [EN 12697-24, 2012]. Le déplacement imposé dans les essais 4PB est ainsi calculé en fonction de la géométrie de la poutre et du niveau de déformation imposé à l'aide de la formule 4.9.

Le déplacement maximal (au centre) ou la flèche z de la poutre en flexion de la figure 4.5, où les 4 points sont équidistants, est calculé dans la résistance de matériaux [Xiong, 2007] avec l'expression :

$$z = \frac{23}{24} \cdot \frac{PA^3}{EI} \text{ d'où résulte la force } P = \frac{24}{23} \cdot \frac{EIz}{A^3} \quad (4.6)$$

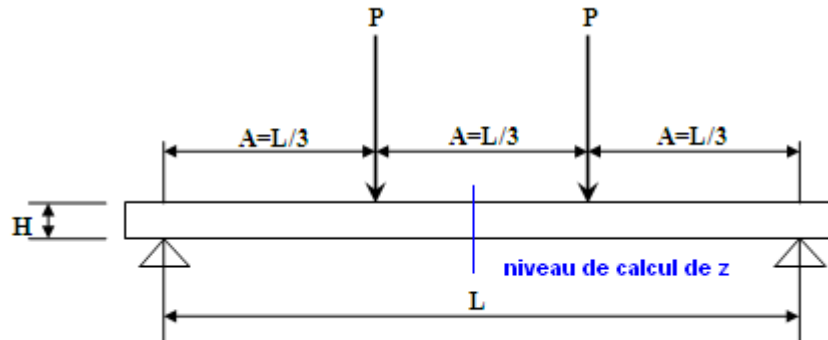


Figure 4.5 Schéma de calcul du déplacement au centre d'une poutre droite en flexion 4PB

Sachant que l'expression de la déformation est une fonction de la charge P de forme :

$$\varepsilon = \frac{M}{EI} \frac{H}{2} = \frac{PAH}{2EI} \quad (4.7)$$

, par la substitution de P on obtient :

$$\varepsilon = \frac{24EIz}{23A^3} \frac{AH}{2EI} = \frac{12}{23} \frac{H}{A^2} z \quad (4.8)$$

, d'où :

$$z = \frac{23}{12} \cdot \frac{A^2}{H} \varepsilon \quad (4.9)$$

Où :

z - déplacement (flèche) en mm,

A - distance entre 2 points (lignes de charge et/ou de réaction) en mm, ici A = 200 mm,

H - hauteur de la poutre en mm, ici H = 100 mm,

ε - déformation imposée en $\mu\text{m/m}$,

P - charge concentrée,

E - module d'élasticité longitudinale,

I - moment d'inertie.

4.1.4.2 Module de rigidité du BBSG en 4PB-PR, à 15°C et 10Hz (structure monocouche)

Six poutres prismatiques ont été sciées dans deux plaques en béton bitumineux type BBSG fabriquées en une couche. Le but était de comparer la valeur moyenne du module de rigidité

obtenu lors des essais 4PB-PR à celle obtenu par les essais de IT-CY. Le tableau 4.2 présente les résultats obtenus sur six poutres prismatiques et le module de rigidité moyen dans les conditions d'essais choisies : essai piloté en déplacement (déformation constante), à 15°C, avec plusieurs fréquences, parmi lesquelles 10Hz (tableaux Annexe C3).

No. éprouvette	B[mm]	H [mm]	L[mm]	m [kg]	E [MPa]
1	100	100	630	14 860	8 989
2				14 800	8 997
3				14 604	8 922
4				14 900	8 891
5				14 780	9 192
6				14 650	9 642
Moyenne E_M	100	100	630	14 766	9 105
Ecart-type	$e = \sqrt{\frac{\sum_i (E_i - E_M)^2}{n}}$			-	258 (2,83%)

Tableau 4.2 Modules de rigidité du BBSG en 4PB, à 15°C et 10 Hz

Influence de l'incertitude globale de mesure sur le module de rigidité

Pour le module de rigidité E = 9 100 MPa, l'incertitude de mesure de +/- 4,21% représente environ 383 MPa, et E est compris dans l'intervalle (8717 ; 9483).

Le module de rigidité à 10°C et 10 Hz (tableau 4.3) est d'environ 11 290 MPa. La valeur de 2200 MPa correspondante à 5°C de différence de température, nous permet d'estimer une incertitude de 307 MPa due à l'incertitude de température de 0,7°C.

4.1.5 Comparaison des modules de rigidité du BBSG en IT-CY et en 4PB-PR à 15°C (structures monocouche)

Les deux types d'essai de rigidité sont effectués sur un nombre égal de 6 éprouvettes de géométries différentes dans des configurations de chargement différentes, mais vise à caractériser la rigidité du béton bitumineux à la température de référence de 15°C.

Le module de rigidité moyen obtenu lors des essais 4PB (9 105 MPa) est inférieur d'approximativement 19.25% par rapport au module de rigidité moyen obtenu lors des essais IT (11 276 MPa).

L'écart type de deux essais est presque identique. Il n'y a pas de limite de dispersion normalisée entre les modules de rigidités obtenus par les différents essais. La différence entre les valeurs moyennes est jugée comme acceptable étant donné que la norme accepte une variation du module entre -20% et + 10% pour la même éprouvette testée avec l'essai IT.

4.1.6 Comparaison des modules de rigidité du BBSG et du composite BBSG+CIDEX en 4PB-PR, à 10°C et 10Hz (structures tri-couches)

Douze essais de rigidité en 4PB à 10°C avec une fréquence de 10 Hz ont été effectués sur 12 éprouvettes en structure tri-couche, respectivement : 6 éprouvettes en béton bitumineux et 6 éprouvettes en béton bitumineux renforcé par grilles en fibre de verre. Le choix de la température de 10°C a permis d'optimiser le temps d'essais, ces essais de rigidité étant effectués préalablement aux essais de fatigue qui se déroulent à 10°C et qui nécessite une durée de conditionnement importante due aux grandes dimensions des éprouvettes, ici entre 10 et 12 heures. Les tableaux des résultats des 12 essais sont présentés en Annexe C4.

N°éprouvette	Module de rigidité des poutres tri-couches BBSG+émulsion MPa	N°éprouvette	Module de rigidité des poutres composites tri-couches BBSG+émulsion+CIDEX 100 SB MPa
1	10 688	7	9 812
2	10 954	8	9 235
3	12 059	9	9 635
4	11 410	10	10 689
5	11 326	11	10 288
6	11 298	12	10 913
Moyenne	11 289	Moyenne	10 095
Ecart-type	425 (3,76%)	Ecart-type	590 (5,85%)

Tableau 4.3 Modules de rigidité du BBSG et du composite en 4PB, à 10°C et 10 Hz

Les essais ont permis d'observer que la grille en fibre de verre n'a pas d'influence sur la rigidité des éprouvettes et que le module de rigidité du composite est le même que celui du béton bitumineux non renforcé. Le module de rigidité de la géo-grille est largement supérieur à celui du béton bitumineux, mais le volume des réseaux en fibre de verre qui représente 0,456% du volume de l'éprouvette est trop faible pour augmenter le module de rigidité du

composite. On s'aperçoit même que le module des éprouvettes composites est légèrement inférieur au module des éprouvettes non renforcées, ce qui peut venir de la présence des interfaces qui se créent entre les deux matériaux. Toutefois, cette différence n'est pas significative ($\approx 10\%$) et peut être considérée comme une dispersion expérimentale. La même observation est faite par le module de rigidité initial (à 100 cycles) lors des essais de fatigue (10°C , 25 Hz) présentés dans la partie des essais de fatigue dans les tableaux 4.5 et 4.7.

4.2 Essais de résistance à la fatigue

4.2.1 La durée de vie en fatigue et la loi de fatigue

La résistance à la fatigue est le nombre de cycles correspondant au critère de rupture conventionnel dans les conditions d'essai normalisé [EN 12697-24, 2012]. La définition conventionnelle de la rupture par fatigue employée par les méthodes classiques de l'analyse du comportement en fatigue basées sur les courbes de Wöhler, est décrite par la relation 4.10.

$$N_f(50\%) = 10^6 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_6} \right)^{-p} \quad (4.10)$$

La durée de vie en fatigue de l'éprouvette est le nombre de cycles de chargement $N_f(50\%)$ ou N_f correspondant à une diminution de moitié du module complexe de rigidité, par rapport à sa valeur initiale, fixée après l'application de 100 cycles de chargement ou $\frac{E}{E_i} = 0,5$. La valeur

ε_6 représente le niveau de déformation appliqué qui engendre une durée de vie en fatigue de 1 million de cycles de chargement. C'est la valeur ε_6 qui est prise en compte lors du dimensionnement des chaussées. Les résultats d'essais se présentent sous la forme de la droite de fatigue de pente p , construite sur la base des 18 essais, respectivement 3 niveaux de chargement ε_i minimum avec 6 répétitions par niveau. Les niveaux de chargement sont définis pour que N_f se situe entre 10^4 et 10^6 cycles pour au minimum 2 niveaux et entre 10^6 et 10^7 pour au moins un niveau [EN 12697-24, 2012].

La durée de vie en fatigue N_f dépend des plusieurs facteurs comme :

- La sollicitation et le mode de sollicitation (ε ou σ),
- Les propriétés des matériaux (E , ν),
- La géométrie de l'éprouvette (L , B , h), et d'autres facteurs.

Le premier pas de la détermination de la droite de fatigue des matériaux consiste dans la sélection du facteur le plus significatif, dans ce cas ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]. Dans l'hypothèse où il existe une fonction f continue de type $\ln N = f(\ln \varepsilon)$, le développement en série Taylor a la forme :

$$\ln N = A_0 + A_1 \ln \varepsilon + A_2 (\ln \varepsilon)^2 + \dots A_n (\ln \varepsilon)^n + \dots \quad (4.11)$$

Deux cas sont analysés, afin de trouver la forme la plus adaptée de la fonction :

$$1. \ln N \cong A_0 + A_1 \ln \varepsilon \quad (4.12)$$

$$2. \ln N \cong a_0 + a_1 \ln \varepsilon + a_2 (\ln \varepsilon)^2 \quad (4.13)$$

Où :

N - nombre de cycles de chargement,

ε - amplitude de déformation,

A_0 - estimation du niveau q de chargement en flèche constante correspondant à une durée de vie en fatigue de 10^6 cycles,

A_1 - estimation de la pente de la droite $\ln N = f(\ln \varepsilon)$ tracée dans l'espace $\ln N / \ln \varepsilon$. La pente de la droite de fatigue $\ln \varepsilon = f(\ln N)$ sera $p = \frac{1}{A_1}$ dans l'espace $\ln \varepsilon / \ln N$.

a_0, a_1, a_2 – coefficients du polynôme de degré deux.

Afin d'estimer l'expression la plus appropriée de la loi de fatigue, nous avons calculé dans les deux cas le coefficient de détermination de la fonction, respectivement le coefficient de corrélation :

- le coefficient de détermination de la droite R^2 :

$$R^2 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (4.14)$$

Où :

x_i - valeurs expérimentales de durée de vie en fatigue N_f (50%),

y_i - valeurs calculées par la droite de fatigue de durées de vie N_f (50%),

\bar{x} - moyenne de la série des valeurs $x_i, \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_i x_i$

\bar{y} - moyenne de la série des valeurs $y_i, \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_i y_i$

- le coefficient de corrélation r :

$$r = \sqrt{R^2} \quad (4.15)$$

Les indicateurs de dispersion calculés par rapport à la loi de fatigue sont :

- l'estimation de l'écart type de la dispersion résiduelle des logarithmes népériens des durées de vie en fatigue :

$$S_{x/y} = S_N \sqrt{\frac{(1-r^2) \cdot (N-1)}{N-2}} \quad (4.16)$$

- l'estimation de l'écart-type de logarithmes népériens des durées de vie en fatigue expérimentales $\ln(N_{ij})$:

$$S_N = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^l \sum_{i=1}^n \left[\ln(N_{ij}) - \left(\frac{\sum_{j=1}^l \sum_{i=1}^n \ln(N_{ij})}{N} \right) \right]^2}{N-1}} \quad (4.17)$$

- l'écart type global, comme estimation de l'écart type moyen entre les logarithmes népériens des durées de vies en fatigue expérimentales $\ln(N_{ij})$ et les logarithmes népériens des durées de vie en fatigue estimées par la droite de fatigue $\ln(N_j)$:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^l \sum_{i=1}^n [\ln(N_{ij}) - \ln(N_j)]^2}{N}} \quad (4.18)$$

Où :

N_{ij} - durée de vie de l'éprouvette i au niveau de sollicitation ε_j , obtenue expérimentalement,
 N_j - durée de vie estimée au niveau de sollicitation ε_j , calculée à l'aide de la droite de fatigue, considéré comme moyenne des valeurs au niveau ε_j ,

l - nombre des niveaux de sollicitation ε_j ,

n - nombre d'éprouvettes testées au niveau ε_j ,

N - nombre d'essais élémentaires.

1. La forme 4.12 est l'expression retenue de la droite de fatigue normalisée. La droite est tracée par régression linéaire entre les logarithmes naturels de cycles de chargement N_i et les logarithmes naturels de niveaux de déformation appliqués ε_i .

2. L'analyse de la forme polynomiale 4.13 a permis de voir si elle améliore ou pas les résultats et si la droite de fatigue proposée par la norme est appropriée.

Les calculs de la droite et de la courbe de fatigue du béton bitumineux (BBSG) et du composite (BBSG + CIDEX) sont présentés dans les parties 4.2.3 et 4.2.4.

4.2.2 Les essais de fatigue et le choix de l'essai 4PB-PR

Le comportement en fatigue des enrobés bitumineux peut être étudié à l'aide de cinq essais normalisés [EN 12697-24, 2012] respectivement : l'essai de flexion en deux points sur éprouvettes trapézoïdales (2PB-TR) et prismatiques (2PB-PR), l'essai de flexion en trois points sur éprouvettes prismatiques (3PB-PR), l'essai de flexion en quatre points sur éprouvettes prismatiques (4PB-PR) et l'essai de traction indirecte sur éprouvettes cylindriques (ITT-CY). Un autre type d'essai de fatigue, réalisé dans les travaux [Di Benedetto et al., 2004], est l'essai en traction-compression sur éprouvettes cylindriques (T/C). Ce dernier essai n'est pas normalisé. Les différentes configurations d'essais sont schématisées dans la figure 4.1.

L'essai de fatigue en compression diamétrale est considéré comme non représentatif par rapport au comportement en fatigue des enrobés, comme le montre Di Benedetto et al. [Di Benedetto et al., 2004]. Le même travail montre que les résultats de l'essai de flexion en quatre points sont très proches des valeurs moyennes obtenues avec les différentes méthodes normalisées (Figure 4.6).

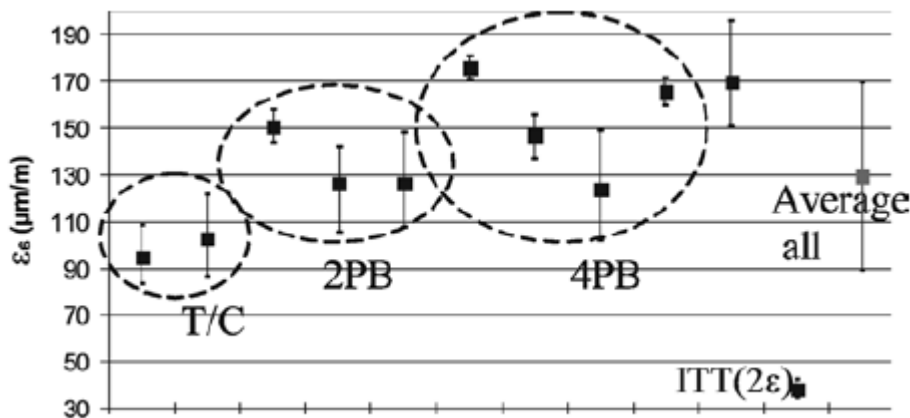


Figure 4.6 Déformations ϵ_6 pour 4 types d'essais de fatigue [Di Benedetto et al., 2004]

D'un point de vue expérimental, il est moins coûteux de réaliser un essai de fatigue en flexion qu'en traction [Bathias et Pineau, 2009]. L'analyse du phénomène est complexe parce que plusieurs types de dommage se développent simultanément dû aux différentes sollicitations présentes en flexion comme la tension, le cisaillement et la compression. Il résulte que la durée de vie d'un échantillon soumis à un essai de flexion dépend de ses dimensions : la section et l'épaisseur [Di Benedetto et al., 2004].

Il existe aussi une influence du type de sollicitation [Di Benedetto et al., 2004], en force ou en déplacement imposé, sur la variation de la raideur en fonction du nombre de cycles. Cette influence a été remarqué dans le cas des enrobés bitumineux, plus précisément le matériau a un comportement assez différent sous l'action d'une force imposée par rapport au comportement sous déplacement imposé. L'essai piloté en déplacement est préférable par

rapport à celui piloté en force d'un point de vue de sécurité du dispositif d'essai (force de réponse décroissante par rapport à un déplacement de réponse croissant).

En ce qui concerne les essais de caractérisation des matériaux bitumineux renforcés, les travaux du groupe RILEM [Vanelstraete et Franken, 1997] ont identifié deux principaux types d'essais :

- des essais permettant d'évaluer l'adhésion ou le collage entre le système de renforcement et les couches bitumineuses, qui ne sont pas traités dans ce travail ;
- des essais de résistance à la fissuration du matériau renforcé, parmi lesquels l'essai de fatigue en flexion en trois points et en quatre points.

Les essais de flexion en trois ou quatre points restent les seuls essais normalisés permettant de tester le béton bitumineux renforcé par géo-grilles en fibre de verre, par rapport aux dimensions des matériaux. La configuration de la flexion en quatre points est privilégiée parce qu'elle crée un moment constant entre les deux lignes de chargement, ce qui signifie une déformation constante le long d'une même fibre. Cet essai, piloté en déplacement (ou déformation constante), est l'essai choisi pour l'étude du comportement en fatigue des matériaux de ce travail.

4.2.3 Essais de fatigue 4PB sur les poutres en BBSG et détermination de la droite de fatigue NR

Dans un premier temps, quelques éprouvettes en béton bitumineux de dimensions 630 x 100 x 100 mm³ (L x B x H) fabriquées en structure monocouche (H = 100 mm) et en structure tri-couche (H = 25 mm + émulsion, 50 mm + émulsion, 25 mm) ont été testées en fatigue à l'aide de l'essai de flexion en quatre points. Les résultats des essais sur les deux types d'éprouvettes étaient comparables. Les essais ont été effectués tout au début de l'utilisation du banc de fatigue, avant que les serrages du banc soient redimensionnés. La force de serrage n'était pas assez élevée, ce qui a conduit à un phénomène de glissement au niveau des appuis, visible sur les courbes d'évolution d'endommagement.

Ainsi, les résultats de ces essais sont différents des résultats d'essais effectués après l'augmentation de la force de serrage et le remplacement des moteurs de serrages. Pour ces raisons, ces résultats n'ont pas été pris en compte dans la caractérisation en fatigue des matériaux, qui est faite sur la base des essais effectués après le redimensionnement des serrages. Toutefois, comme les essais sur les éprouvettes monocouches et tri-couches ont été effectués dans la même période et dans les mêmes conditions d'essais, ils nous ont conduits à penser qu'il n'y a pas une influence significative de la structure (monocouche ou tri-couches) sur le comportement en fatigue du béton bitumineux. Malgré cela, nous avons choisi de tester des éprouvettes en structure tri-couches en béton bitumineux pour déterminer la droite de fatigue du béton bitumineux. Ceci a permis de comparer le comportement en fatigue du béton bitumineux avec le comportement en fatigue du béton bitumineux renforcé par géo-grilles

(partie 4.2.4), résultant des essais sur des éprouvettes composites de structure tri-couche également.

L'essai de fatigue en 4PB est réalisé sur 18 éprouvettes prismatiques de dimensions 630 x 100 x 100 mm³. La structure des éprouvettes en béton bitumineux testée est une structure tri-couches : 25 mm BBSG + émulsion, 50 mm BBSG + émulsion, 25 mm BBSG.

Deux niveaux de déformation de 135 µm/m et de 150 µm/m ont été testés avec 6 répétitions par niveau, ce qui a permis d'estimer une valeur de déformation ε_6 comprise entre 111 µm/m de 116 µm/m. Ensuite, trois répétitions ont été effectuées à 111 µm/m et trois à 116 µm/m pour encadrer la valeur ε_6 . Ces 6 derniers essais sont considérés ensemble dans l'interprétation des résultats. Les valeurs de déformation ont été choisies pour déterminer les résistances en fatigue dans la plage de 5×10^4 à 2×10^6 cycles.

Trois courbes sont présentées à chaque niveau de sollicitation ε , en se basant sur les durées de vie conventionnelles N_f (50%), respectivement : la courbe minimale, la courbe maximale et la courbe moyenne, correspondantes à la valeur de N_f (50%) minimale, maximale, et à la moyenne des toutes les valeurs N_f (50%) des répétitions (éprouvettes testées au même niveau ε).

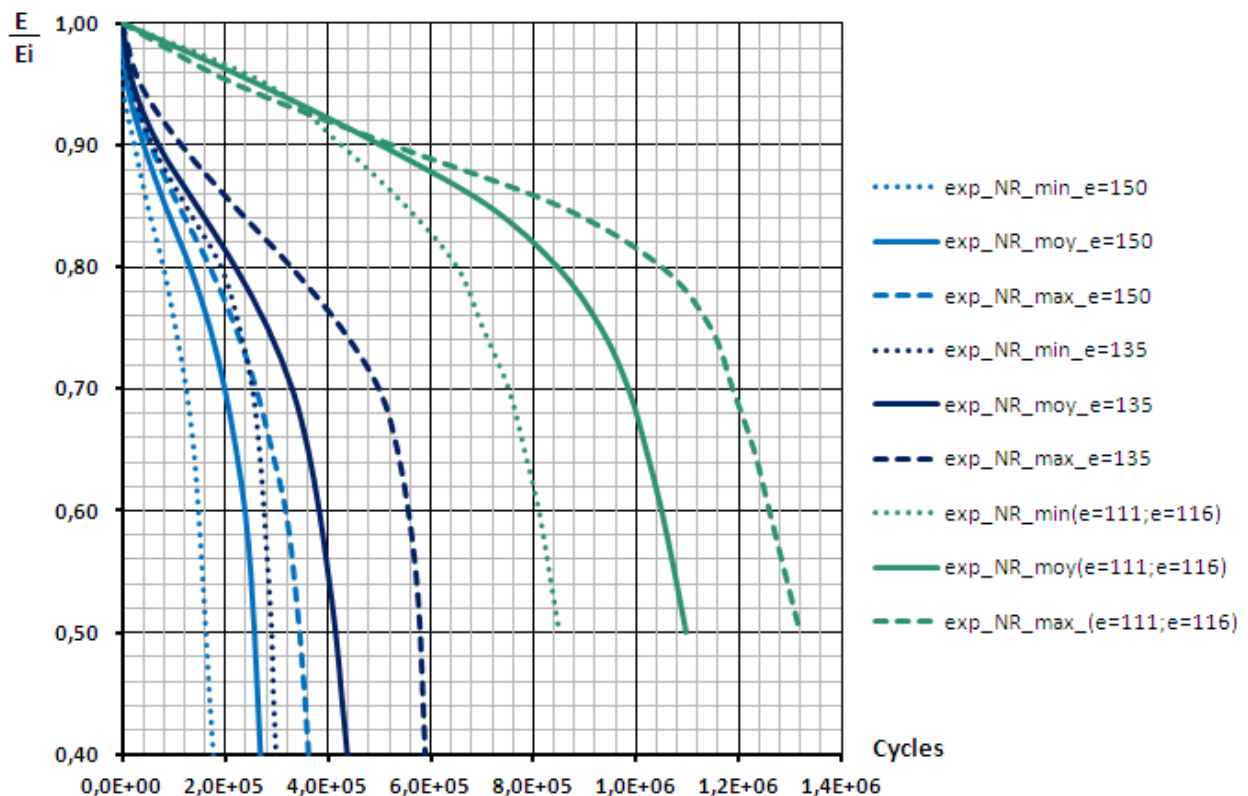


Figure 4.7 Résultats expérimentaux en fatigue pour le BBSG non renforcé (NR) : les courbes d'évolution minimum, maximum et la moyenne à $\varepsilon = 150 ; 135 ; 116$ et $111 \mu\text{m/m}$

Les figures 4.8, 4.9 et 4.10 présentent toutes les courbes d'évolution de l'endommagement et mettent en évidence le fait que la perte de rigidité (E/E_i) est différente sur des éprouvettes différentes et que la durée de vie en fatigue N_f (50%) maximale obtenue pour un niveau de déformation ne correspond pas toujours à la diminution la plus lente de la rigidité. Toutefois, la courbe moyenne à chaque niveau de déformation est située entre les évolutions E/E_i extrêmes.

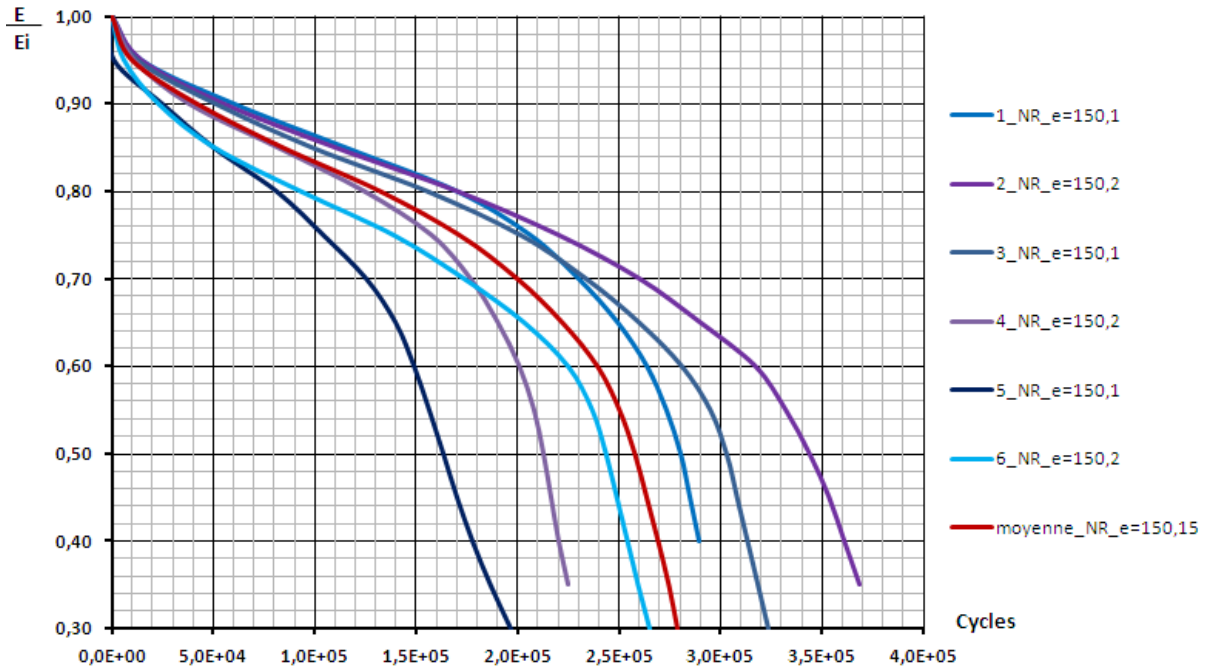


Figure 4.8 Les courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG non renforcé à $\epsilon \sim 150 \mu\text{m/m}$

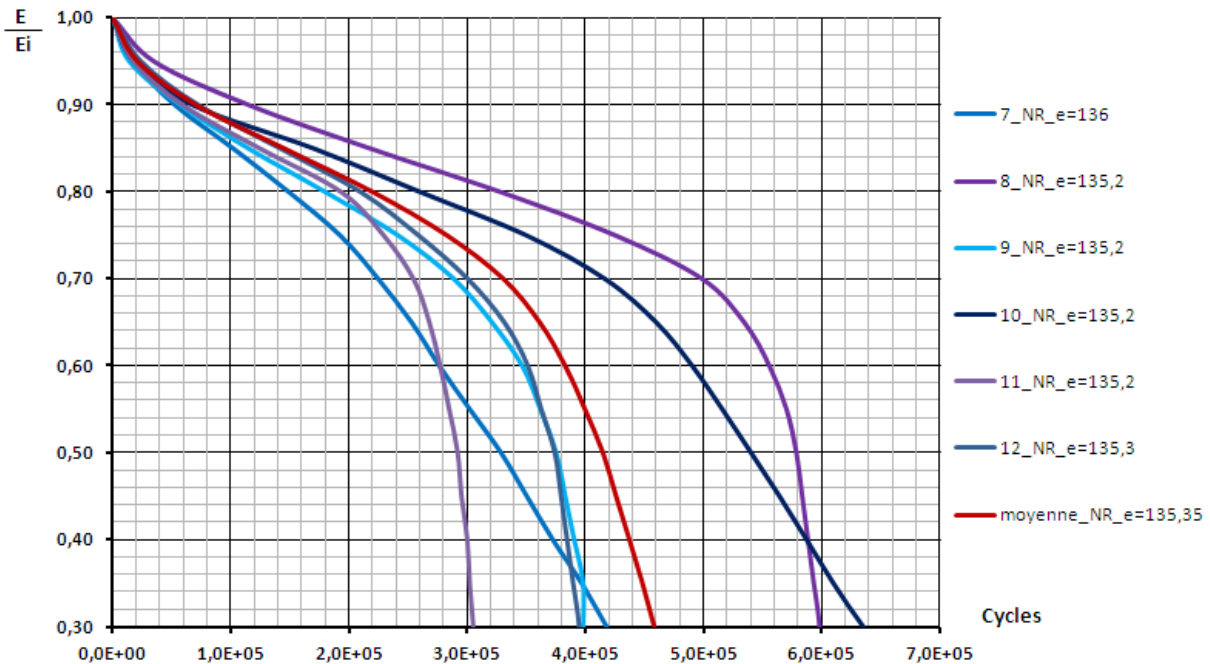


Figure 4.9 Les courbes d'évolution en fatigue pour BBSG non renforcé à $\epsilon \sim 135 \mu\text{m/m}$

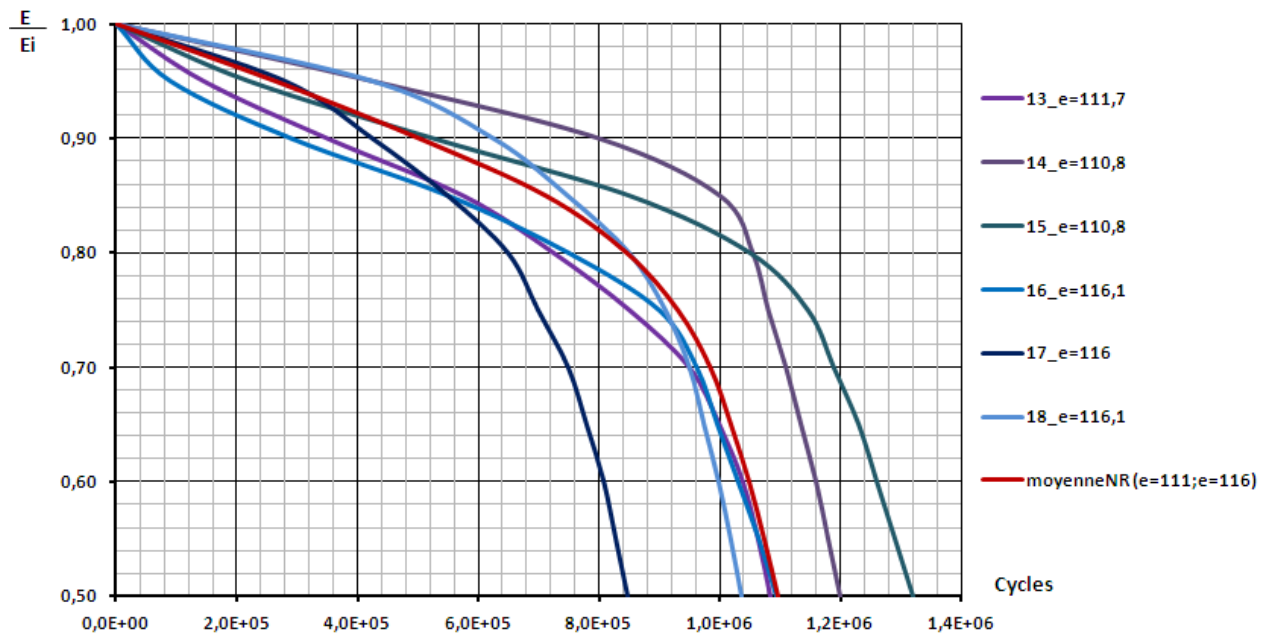


Figure 4.10 Courbes d'évolution en fatigue du BBSG non renforcé à $\varepsilon = (111 ; 116) \mu\text{m/m}$

Le tableau 4.4 présente l'ordre de grandeur des dispersions expérimentales des durées de vie en fatigue N_f de 18 essais effectués sur le béton bitumineux testé. La plus grande dispersion correspond au niveau $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ ou le rapport maximal de durées de vies est de 2,1. Le tableau 4.5 présente toutes les durées de vie en fatigue obtenue lors de ces essais, ainsi que les modules de rigidité des éprouvettes.

Indicateurs de dispersion	Formules de calcul	Niveaux de déformation testés $\varepsilon[\mu\text{m/m}]$		
		$\varepsilon \approx 150$	$\varepsilon \approx 135$	$\varepsilon \subset (111 ; 116)$
N° d'essais	n	6	6	6
Durées de vie moyennes N_f	$N_f, \text{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n N_{f,i}}{n}$	257 873	414 752	1 097 289
Rapport max des durées de vies	$\frac{N_{f,\text{max}}}{N_{f,\text{min}}}$	2,1	1,98	1,55
Etendue [cycles]	$e = \max N_f - \min N_f$	180 300	286 333	471 290
Ecart type moyen [cycles]	$s_{\text{moy}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n N_{f,i} - \overline{N_{f,i}} $	51 223	96 225	108 474

Tableau 4.4 Indicateurs de dispersion expérimentale en fatigue pour le BBSG

Nom éprouvette	Déformation ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Déplacement z [mm]	E_{ini} [MPa]	E_{fat} [MPa]	N_{fat} [cycles]
1 NR	150.1	0.1150	13 210	6 605	280 310
2 NR	150.2		13 880	6 940	343 910
3 NR	150.1		14 884	7 442	303 070
4 NR	150.2		12 908	6 454	212 750
5 NR	150.1		13 496	6 748	163 610
6 NR	150.2		13 338	6 669	243 590
moyenne	150.15	0.1150	13 619	6 810	257 873
7 NR	136.0	0.1035	13 976	6 988	328 210
8 NR	135.2		12 960	6 480	578 130
9 NR	135.2		13 728	6 864	374 550
10 NR	135.2		13 736	6 868	540 050
11 NR	135.2		13 962	6 981	291 800
12 NR	135.3		14 870	7 435	375 770
moyenne	135.35	0.1035	13 872	6 936	414 752
13 NR	111.7	0.0851	14 582	7 291	1 084 290
14 NR	110.8		13 800	6 900	1 200 000
15 NR	110.8		14 400	7 200	1 320 000
moyenne	111.1	0.0851	14 260	7 130	1 201 430
16 NR	116.1	0.0889	14 752	7 376	1 094 338
17 NR	116.0		13 618	6 809	848 710
18 NR	116.1		13 642	6 821	1 036 400
moyenne	116.07	0.0889	14 004	7 002	993 149
Epsilon 6	115.0	$E_{\text{moy}} = 13874$		6 937	1 000 000

Tableau 4.5 Résultats expérimentaux de fatigue en 4PB sur 18 éprouvettes en BBSG

La détermination de la loi de fatigue se fait dans le deux cas exposés au point 4.2.1.

1. L'équation de la droite de fatigue (éq.4.12) est :

$$\ln N = 38,927 - 5,293 \ln \varepsilon \quad (4.19)$$

D'où résulte une valeur $\varepsilon_6 = 115 \mu\text{m}/\text{m}$.

Les coefficients de détermination $R^2 = 0,896$, de corrélation $r = 0,946$ indiquent une bonne corrélation et le fait que les résultats expérimentaux peuvent conduire à une droite de régression. L'écart type global $S = 0,210$ et l'écart type résiduel $S_{x/y} = 0,222$ (avec $SN = 0,667$ et $\sqrt{\frac{(1-r^2) \cdot (N-1)}{N-2}} = 0,333$) confirme que la droite exprime bien la loi de fatigue du béton bitumineux testé.

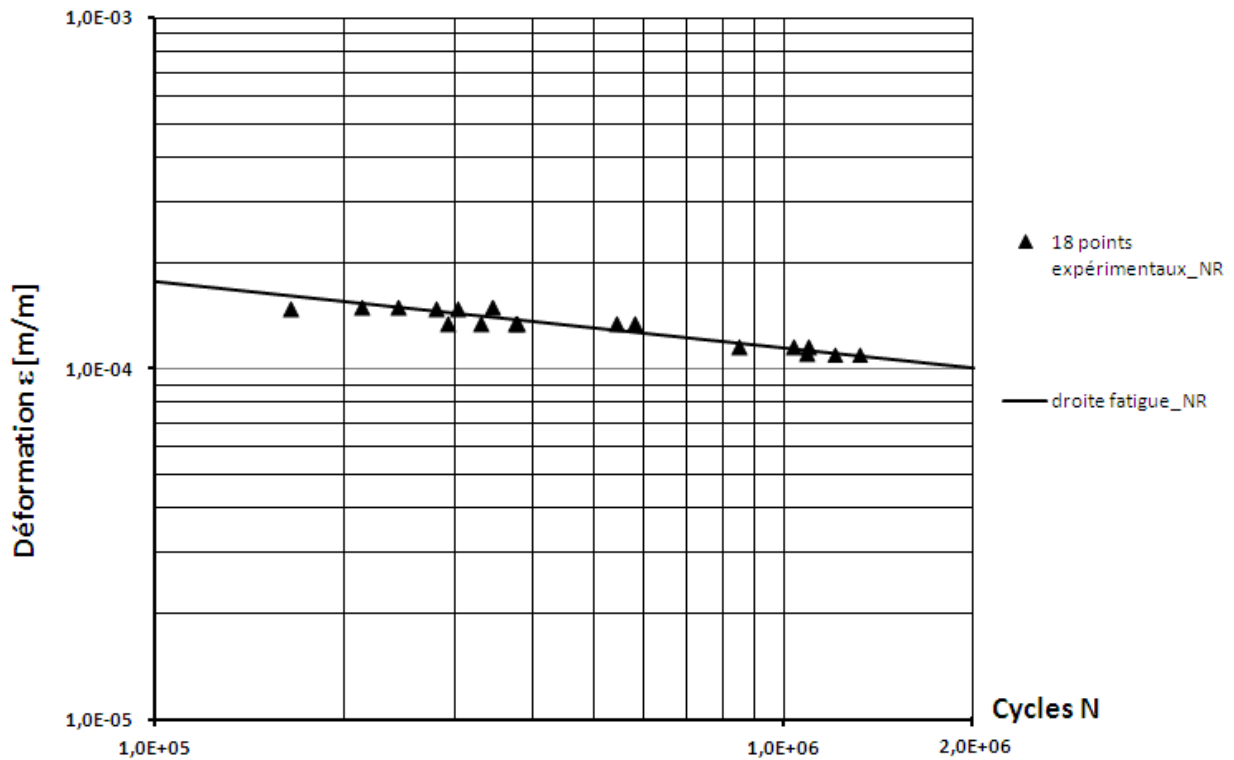


Figure 4.11 Droite de fatigue du BBSG (18 essais)

2. En ce qui concerne la forme polynomiale de la fonction, les calculs montrent qu'elle n'améliore pas les résultats : les coefficients $R^2 = 0,897$ et $r = 0,947$, les écarts type $S = 0,208$ et $S_{x/y} = 0,220$. Graphiquement, les deux représentations se superposent dans la figure 4.12.

L'équation de la courbe de fatigue (éq. 4.13) est :

$$\ln N = 111 - 34,945(\ln \varepsilon) + 3,048(\ln \varepsilon)^2 \quad (4.20)$$

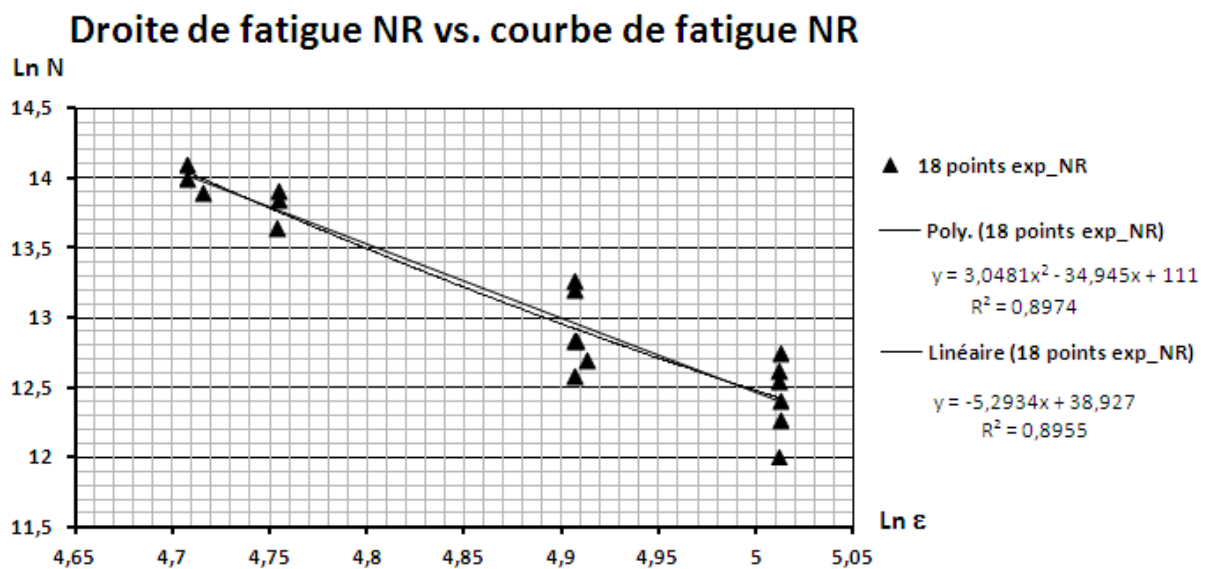


Figure 4.12 La droite de fatigue vs. la courbe de fatigue pour le BBSG (NR)

4.2.4 Essais de fatigue 4PB sur les poutres composites BBSG + CIDEX et détermination de la droite de fatigue R

Vingt éprouvettes composites ont été testées en fatigue dans la même configuration de flexion en quatre points et les conditions d'essais que pour les éprouvettes non-renforcées. Quatre niveaux de déformation ont été testés, respectivement : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ avec 6 répétitions, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ avec 6 répétitions, $\varepsilon = 126 \mu\text{m/m}$ avec 3 répétitions et $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$ avec 3 répétitions, $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ avec 2 répétitions. Les deux niveaux de 126 et 129 $\mu\text{m/m}$ ont été testés pour encadrer la durée de vie de 10^6 cycles et comme les valeurs de déformation sont très proches nous avons groupé les 6 essais ensemble dans l'interprétation des résultats.

Parmi les essais réalisés aux niveaux 126 et 129 $\mu\text{m/m}$, quatre présentent des courbes d'évolution de forme atypique (plus de trois phases d'endommagement), respectivement deux essais réalisés à chaque de ces niveaux. Il s'agit de courbes 14R, 15R, 17R et 18R représentées dans la figure 4.15. Toutefois, leur durées de vie en fatigue conventionnelles N_f sont correctes, elles sont situées entre les durées de vies moyennes N_f des éprouvettes testées aux niveaux $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$.

La variation du rapport de rigidités E/E_i de la courbe moyenne expérimentale aux niveaux $\varepsilon = 126$ et 129 $\mu\text{m/m}$ est également située à droite de la courbe moyenne expérimentale au niveau $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ et à gauche de la courbe moyenne à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ à partir du $E/E_i \approx 0,7$ (figure 4.12). Etant donné que nous avons disposé seulement de deux essais au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, nous avons considérés cette évolution du rapport de rigidité correcte.

Sur la base de ces observations, tous les essais ont été pris en compte pour la caractérisation du comportement en fatigue du composite. L'Annexe G3 présente le calcul de la droite de fatigue du composite, respectivement de la courbe de fatigue avec seulement les 16 essais de courbes typiques. On s'est aperçu que la droite de fatigue ne varie pas significativement, ce qui confirme le choix de considérer toutes les courbes dans la caractérisation du composite.

Les figures 4.13, 4.14, 4.15 et 4.16 présentent toutes les courbes d'évolution de l'endommagement par l'évolution de la perte de rigidité (E/E_i). Le tableau 4.6 présente l'ordre de grandeur des dispersions expérimentales des durées de vie en fatigue des 20 essais. Les rapports entre les durées de vies maximales et minimales sont inférieures aux rapports calculés pour les éprouvettes non-renforcées, ce qui montre qu'il y a moins de dispersion entre les essais effectués sur éprouvettes renforcées par rapport aux ces dernières.

Le tableau 4.7 présente toutes les durées de vie en fatigue, ainsi que les modules de rigidité des éprouvettes.

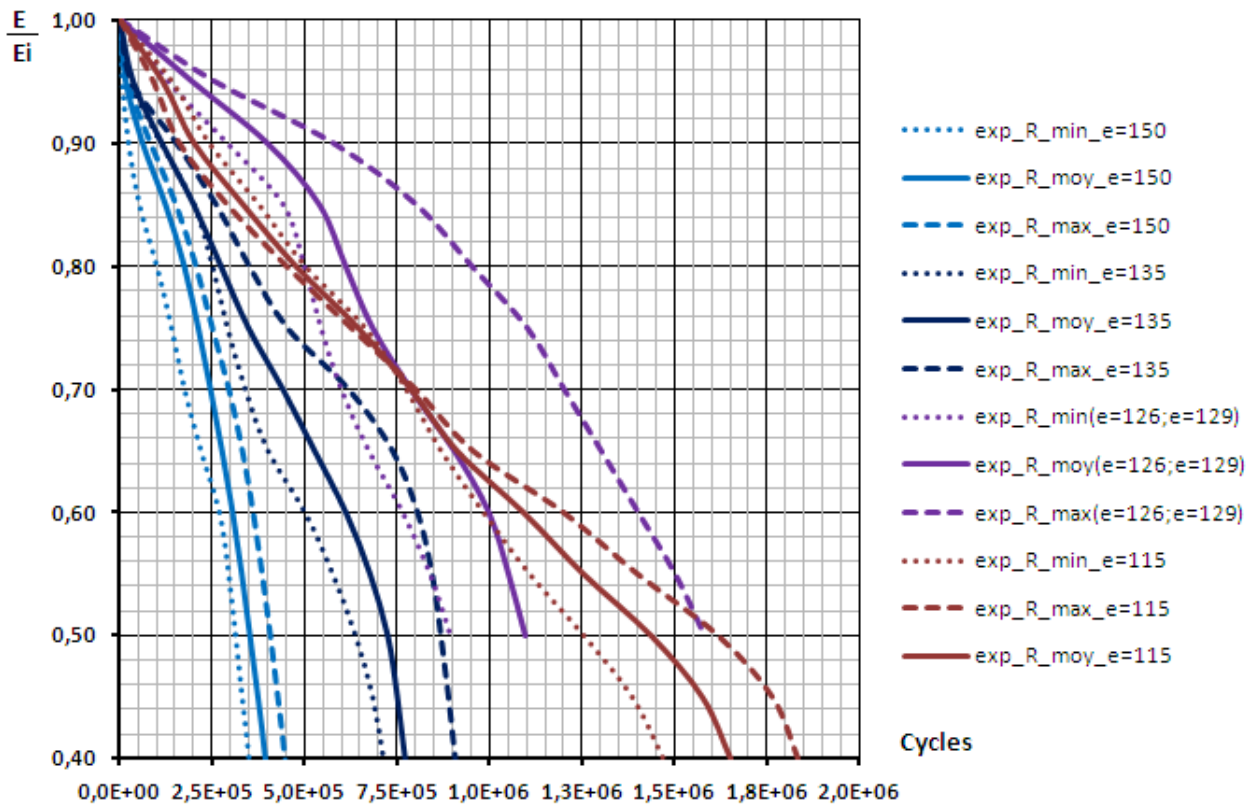


Figure 4.13 Résultats expérimentaux en fatigue pour le BBSG renforcé (R) : les courbes d'évolution minimum, maximum et la moyenne sur 6 essais à $\epsilon = 150$; 135 ; $126 - 129 \mu\text{m/m}$, et 2 essais à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$

Indicateurs de dispersion	Formules de calcul	Niveaux de déformation testés $\epsilon[\mu\text{m/m}]$			
		$\epsilon \approx 150$	$\epsilon \approx 135$	$\epsilon \in (126 ; 129)$	$\epsilon \approx 115$
No. d'essais	n	6	6	6	2
Durées de vie moyennes N_f	$N_{f,moy} = \frac{\sum_{i=1}^n N_{f,i}}{n}$	354 240	724 416	1 095 474	1 435 665
Rapport max des durées de vies	$\frac{N_{f,max}}{N_{f,min}}$	1,30	1,36	1,76	1,29
Etendue [cycles]	$e = \max N_f - \min N_f$	94 212	231 574	682 705	365 290
Ecart type moyen [cycles]	$s_{moy} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n N_{f,i} - \overline{N_{f,i}} $	28 233	78 859	184 852	182 645

Tableau 4.6 Indicateurs de dispersion expérimentale en fatigue pour le composite

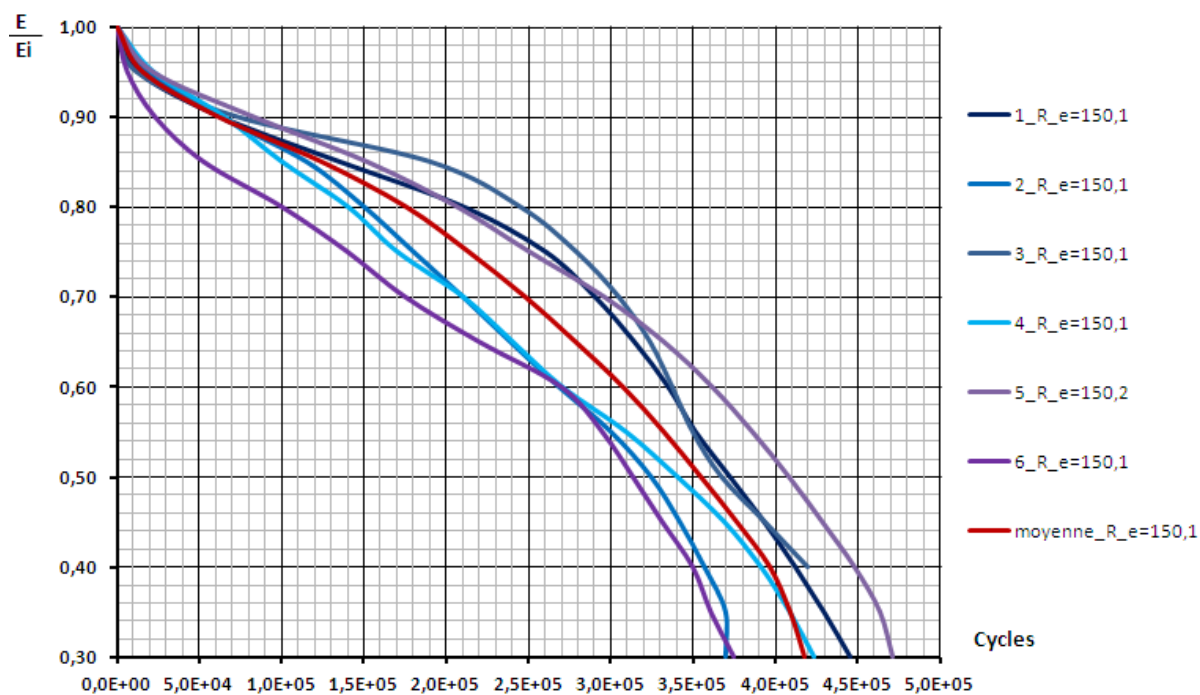


Figure 4.14 Courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG renforcé (R) à $\epsilon \sim 150 \mu\text{m/m}$

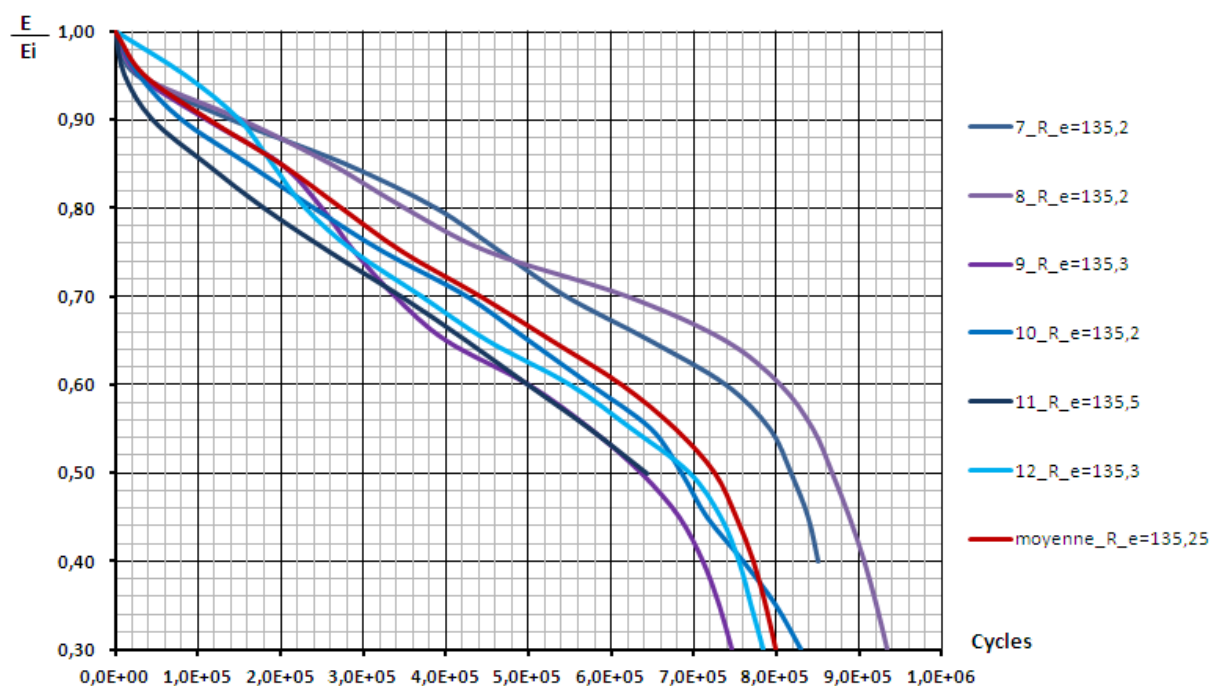


Figure 4.15 Courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG renforcé (R) à $\epsilon \sim 135 \mu\text{m/m}$

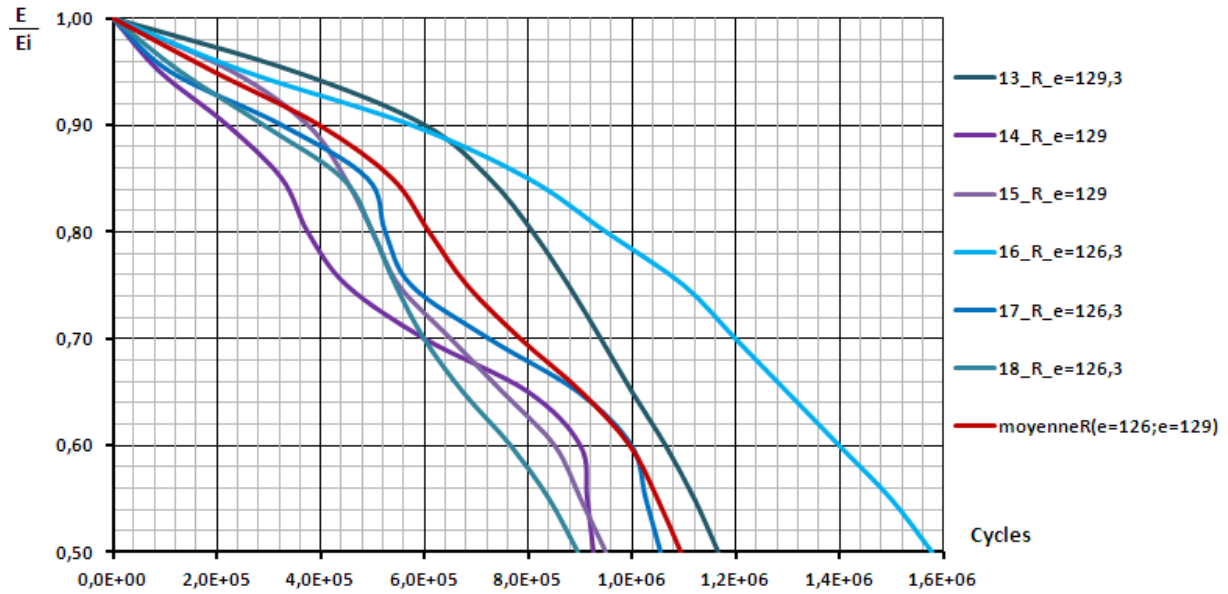


Figure 4.16 Courbes d'évolution en fatigue pour le BBSG renforcé (R) à $\epsilon \sim 126 ; 129 \mu\text{m/m}$

Les évolutions atypiques de la figure 4.16 sont probablement dues à un glissement au sein du matériau composite, produit à l'interface entre le béton bitumineux et la grille en fibre de verre par un problème de collage entre les deux matériaux.

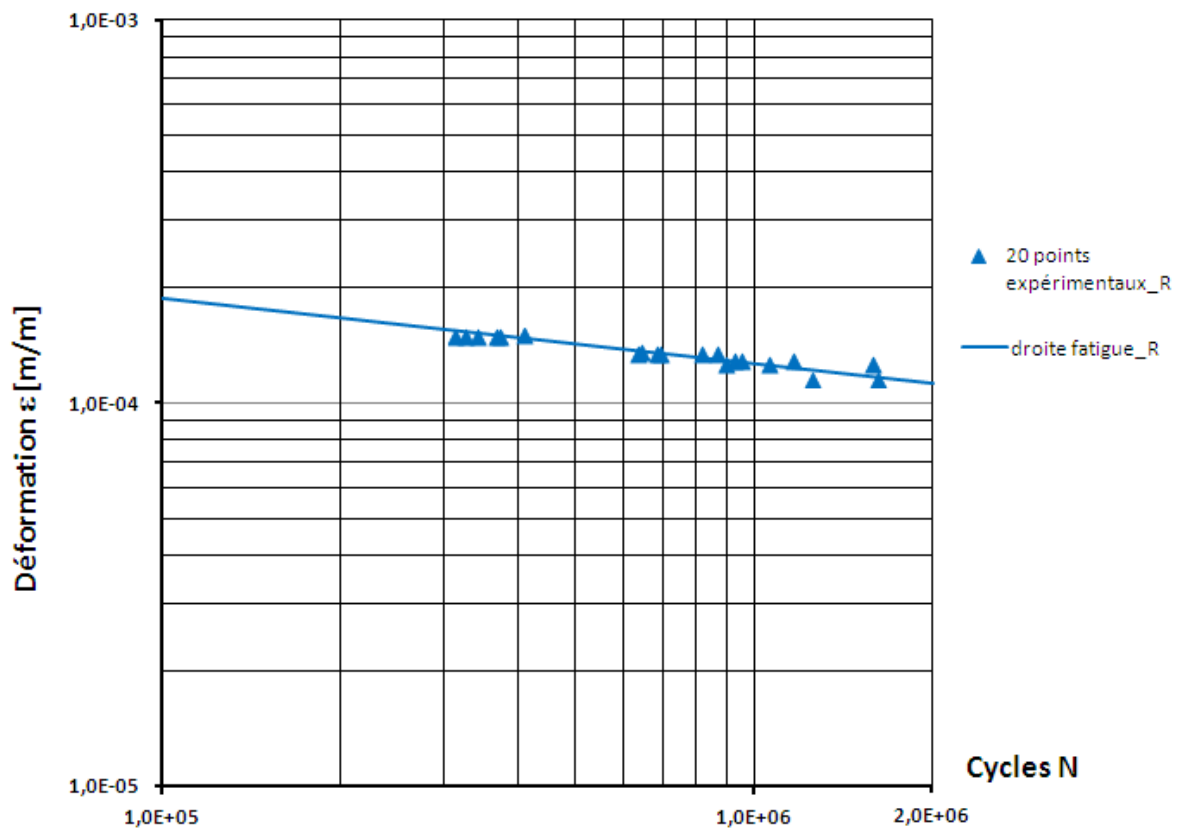


Figure 4.17 Droite de fatigue du composite BBSG+GFV (20 essais)

Nom éprouvette	Déformation ε [$\mu\text{m/m}$]	Déplacement z [mm]	E_{ini} [MPa]	E_{fat} [MPa]	N_{fat} [cycles]
1 R	150.1	0.1150	12 650	6 325	371 981
2 R	150.1		12 610	6 305	324 392
3 R	150.1		11 790	5 895	367 590
4 R	150.1		12 258	6 129	339 990
5 R	150.2		12 540	6 270	407 852
6 R	150.1		11 386	5 693	313 640
moyenne	150.1		0.1150	12 206	6 103
7 R	135.2	0.1035	13 470	6 735	817 200
8 R	135.2		12 692	6 346	868 210
9 R	135.3		12 042	6 021	636 640
10 R	135.2		12 222	6 111	685 650
11 R	135.5		11 864	5 932	643 584
12 R	135.3		12 000	6 000	695 210
moyenne	135.25		0.1035	12 382	6 191
13 R	129.3	0.0989	12 576	6 288	1 166 121
14 R	129.0		12 735	6 367	925 560
15 R	129.0		11 944	5 972	948 960
moyenne	129.1		0.0989	12 418	6 209
16 R	126.3	0.0966	12 616	6 308	1 579 385
17 R	126.3		12 658	6 329	1 056 140
18 R	126.3		13 050	6 525	896 680
moyenne	126.3		0.0966	12 774	6 387
19 R	115.3	0.0882	12 870	6 590	1 253 020
20 R	115.3		12 846	6 423	1 618 310
moyenne	115.3		0.0882	12 858	6 429
Epsilon 6	127.1	$E_{moy} = 12\ 442$		6221	1 000 000

Tableau 4.7 Résultats expérimentaux de fatigue en 4PB sur 20 éprouvettes composites

La détermination de la loi de fatigue du composite est faite avec la même démarche employée pour déterminer la droite de fatigue du béton bitumineux.

1. La droite de fatigue du béton bitumineux renforcée par grilles en fibre de verre est :

$$\ln N = 42,426 - 5,905 \ln \varepsilon \quad (4.21)$$

d'où résulte une valeur $\varepsilon_6 = 127,1 \mu\text{m/m}$.

La valeur de $R^2 = 0,896$ et de $r = 0,946$ montre une bonne corrélation. L'écart type global $S = 0,1662$ et l'écart type résiduel $S_{x/y} = 0,1752$ (avec $SN = 0,5289$ et $\sqrt{\frac{(1-r^2) \cdot (N-1)}{N-2}} = 0,3312$) confirment que la droite exprime bien la loi de fatigue du matériau composite.

2. L'équation de la courbe de fatigue est :

$$\ln N = -245,61 + 111,73 \ln \varepsilon - 12,007 (\ln \varepsilon)^2 \quad (4.22)$$

Dans le cas renforcé, la forme polynomiale améliore légèrement les résultats : les coefficients $R^2 = 0,926$ et $r = 0,962$, les écarts type $S = 0,140$ et $S_{x/y} = 0,1475$.

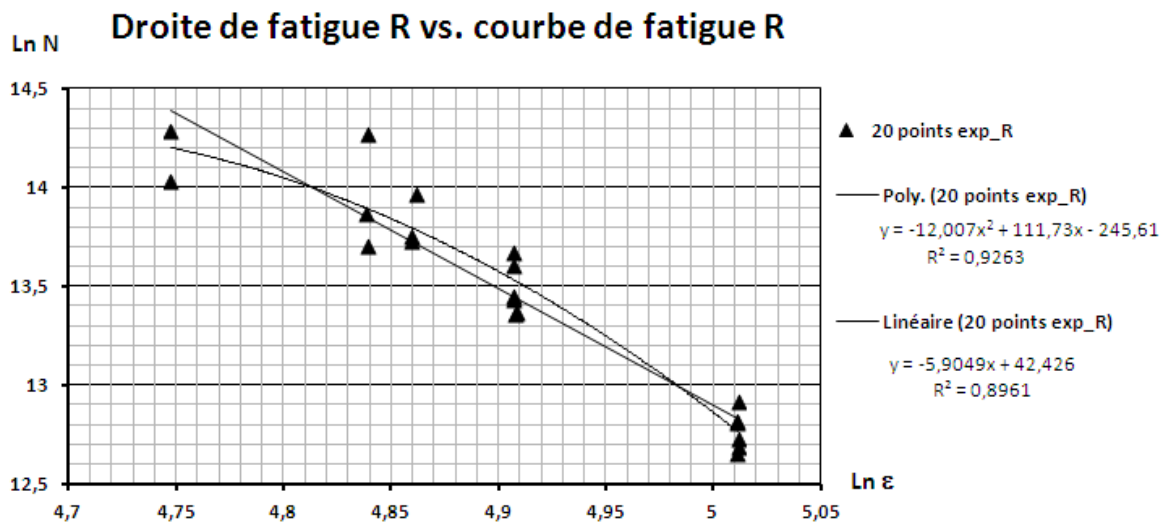


Figure 4.18 La droite de fatigue vs. la courbe de fatigue pour le composite BBSG+CIDEX

4.2.5 Comparaison des droites de fatigue NR et R et estimation du gain apporté par la géo-grille

La comparaison des droites de fatigue du béton bitumineux non-renforcé (NR) et du composite formé de béton bitumineux renforcé par géo-grille (R) met en évidence une augmentation de la pente de fatigue d'environ 11,56% due à l'utilisation du renfort. Cette augmentation est interprétée par un gain de 10,52% sur la valeur de ε_6 , respectivement de 115 $\mu\text{m}/\text{m}$ (non renforcé) à 127,1 $\mu\text{m}/\text{m}$ (renforcé).

Le point I d'intersection de deux droites de fatigue est la solution du système d'équations ci-dessous :

$$\begin{cases} \ln N = 38,927 - 5,293 \ln \varepsilon \\ \ln N = 42,426 - 5,905 \ln \varepsilon \end{cases}, \text{ d'où } I(\ln \varepsilon; \ln N) = I(304; 5797).$$

Ceci signifie que sous une sollicitation en déformation $\varepsilon = 304 \times 10^{-6}$ m/m le béton bitumineux et le composite ont la même durée de vie de 5 797 cycles et que dans ce cas la géo-grille n'influence pas la durée de vie. Toutefois, cette durée de vie est située hors de l'intervalle de définition des durées de vie en fatigue conventionnelle (10^4 ; 2.10^6) cycles, ce qui signifie que dans le domaine de fatigue (10^4 ; 10^7) cycles la grille en fibre de verre va renforcer le béton bitumineux et que dans ce domaine les droites de fatigue ne se coupent pas (figures 4.19 et 4.20).

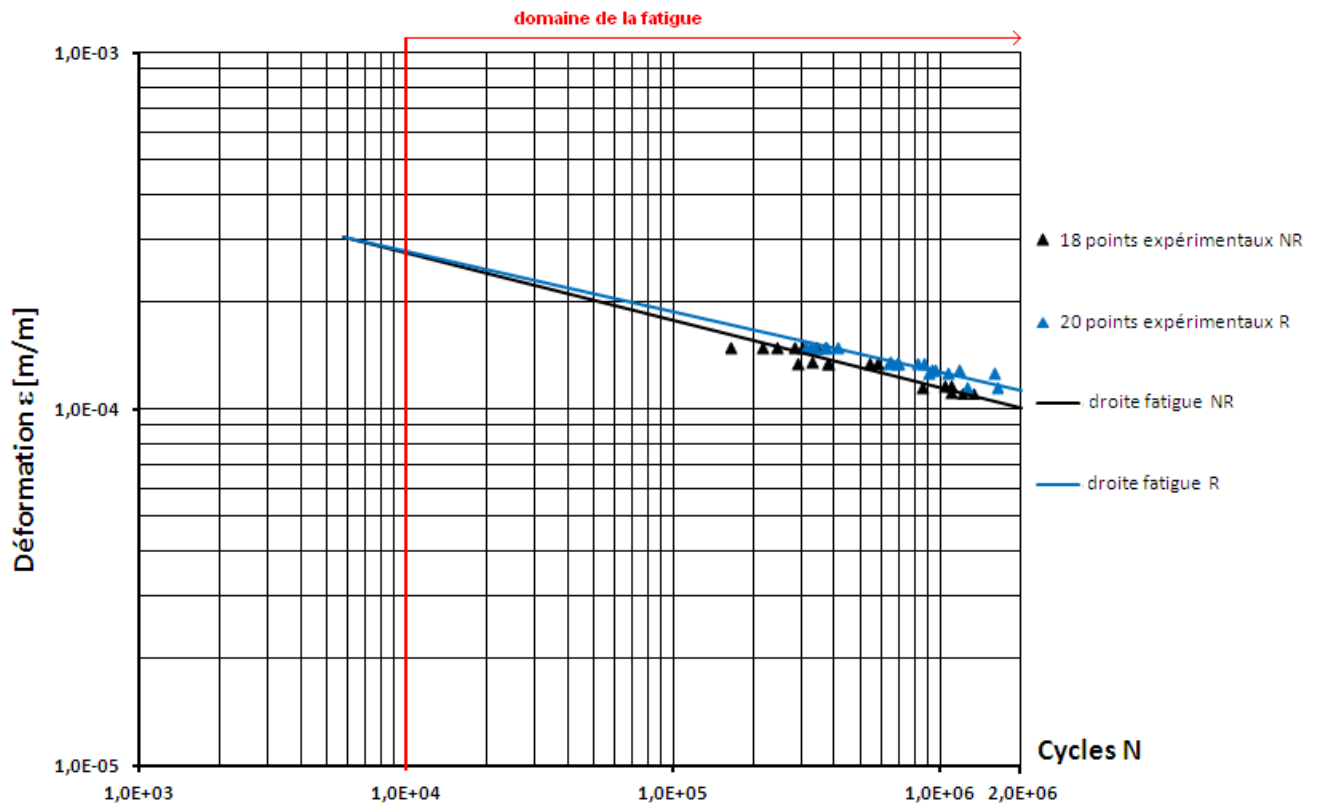


Figure 4.19 Intersection des droites de fatigues du béton bitumineux (NR) et du béton bitumineux renforcé par géo-grilles (R) hors du domaine de la fatigue

En ce qui concerne les points expérimentaux, il y a un seul point d'intersection entre la série non renforcée et la série renforcée (figure 4.19). Ce point correspond au rapport maximum de 2,1, entre les durées de vie N_f maximales et minimales, obtenu pour le niveau $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ pour les éprouvettes non-renforcées.

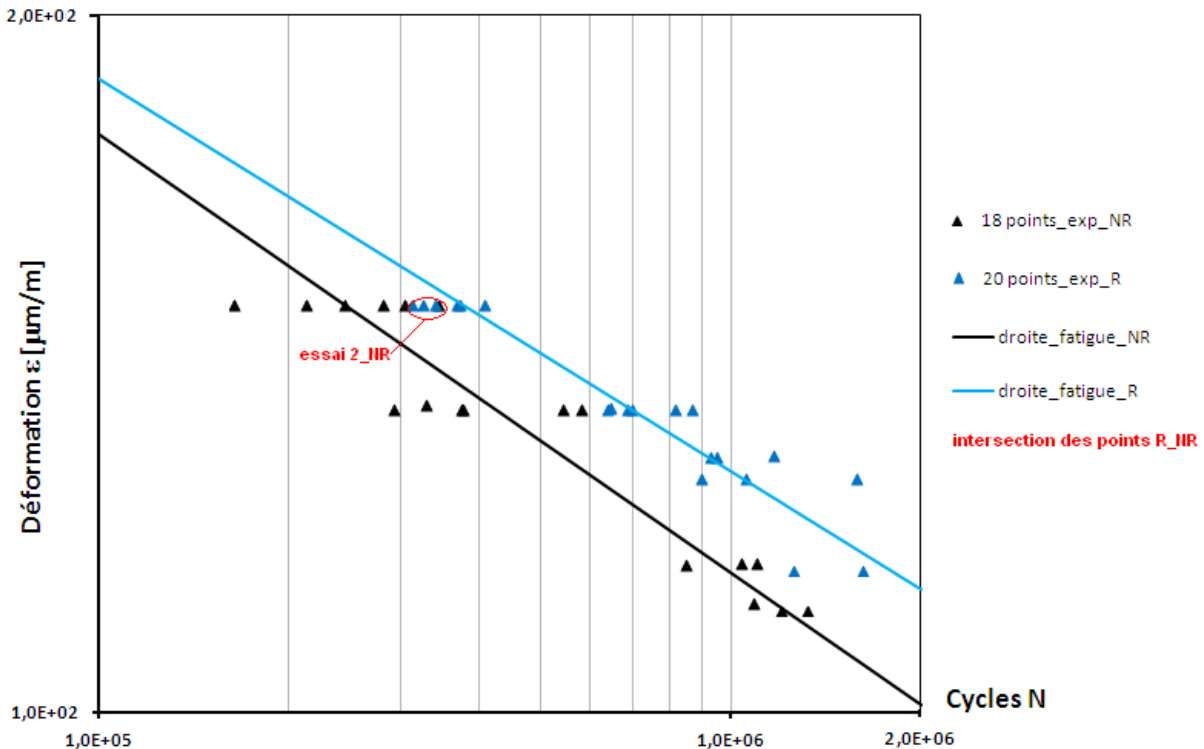


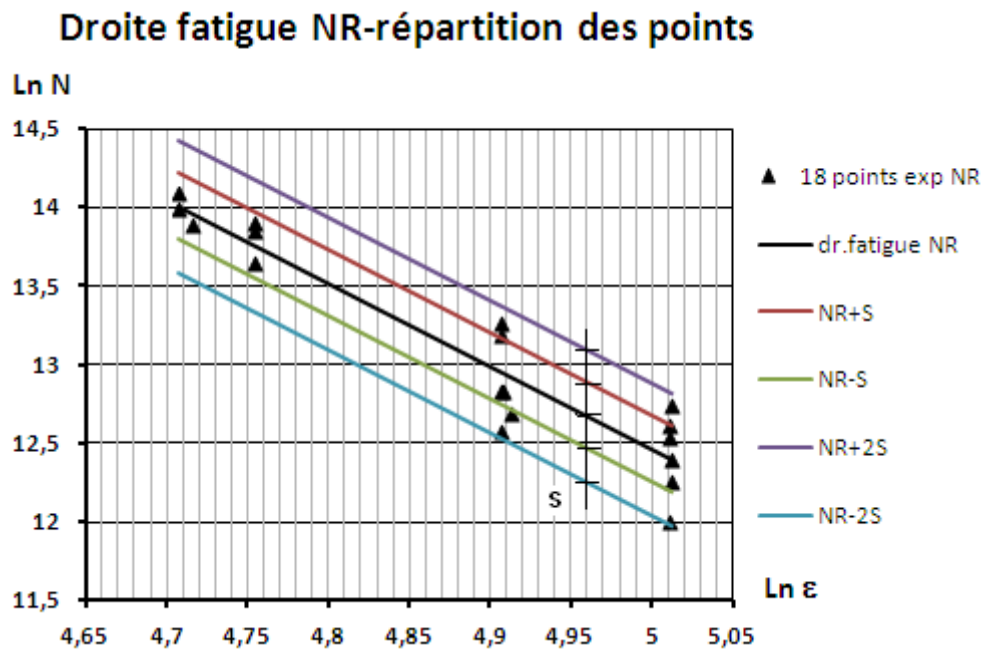
Figure 4.20 Les droites de fatigue NR et R et l'intersection des points expérimentaux NR et R

4.2.6 Analyse statistique des droites de fatigue NR et R

Le calcul de l'écart type global S (éq. 4.18) de la droite de fatigue du béton bitumineux NR et de la droite de fatigue du composite R , a permis d'encadrer chaque droite de fatigue en fonction de son écart type, le double, voir le triple de son écart type, par association à une loi de distribution normale. Dans le système d'axes $\ln N / \ln \varepsilon$, la droite de fatigue est translaturée d'après l'axe Y avec $\pm S$, $\pm 2S$ et $\pm 3S$. Le Guide de dimensionnement des chaussées recommande de considérer l'encadrement de la droite de fatigue par rapport à son écart type. Les résultats des essais de fatigue exprimés en $\ln N$ sont distribués suivant une loi normale d'écart type SN . L'écart-type est pris en compte dans un calcul probabiliste qui tient compte également de l'épaisseur des couches.

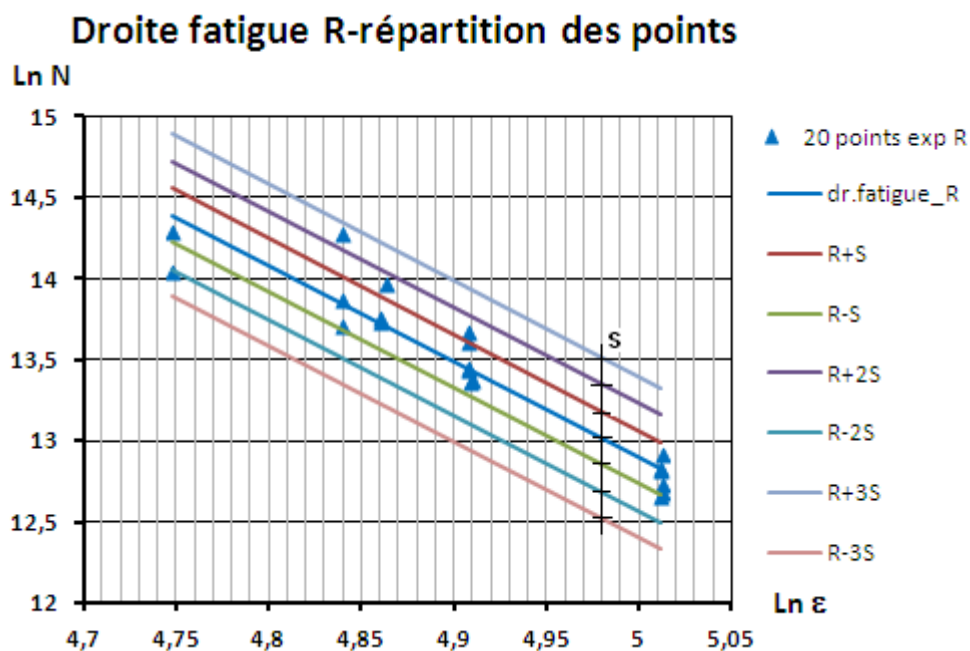
Droite NR du BBSG

Même si le nombre de 18 points expérimentaux n'est pas élevé, on remarque que 13 points (72,22%) sont compris entre $(NR+S, NR-S)$ et que tous les points sont compris entre $(NR+2S, NR-2S)$. Dans l'intervalle $(NR+S, NR-S)$, la valeur ε_6 du béton bitumineux étudié (estimée à 115 $\mu\text{m/m}$) serait comprise entre 110,45 et 119,6 $\mu\text{m/m}$. L'écart type global du béton bitumineux est $S = 0,21$.



Droite R du composite BBSG + CIDEX

On remarque que 15 points (75%) parmi les 20 points sont compris entre (R-S, R+S), que 18 points (90%) sont compris dans l'intervalle (R-2S, R+2S) et que tous les points sont compris dans l'intervalle (R-3S, R+3S). Si on considère l'encadrement de la droite de fatigue par rapport à son écart type moyen (R-S, R+S), la valeur ϵ_6 du composite (estimée à 127,1 $\mu\text{m/m}$) serait comprise entre 123,5 et 130,7 $\mu\text{m/m}$. L'écart type global du béton bitumineux renforcé par géo-grilles est $S = 0,1662$.



Ensuite, nous avons associé une loi normale de distribution (loi de Gauss) aux valeurs x de la droite de fatigue, dont la représentation graphique est présentée dans la figure 4.23. La loi normale est une distribution théorique [Bonitzer, 1983], caractérisé par 2 paramètres : sa moyenne m et son écart type S . La variable x (les durées de vie en fatigue) suit une loi normale $N(m, S)$.

La loi normale a la propriété d'avoir le mode (la valeur la plus fréquente de la série) égal à la médiane (la valeur qui partage en deux moitiés les valeurs ordonnées) et à la moyenne

$$(\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_i x_i).$$

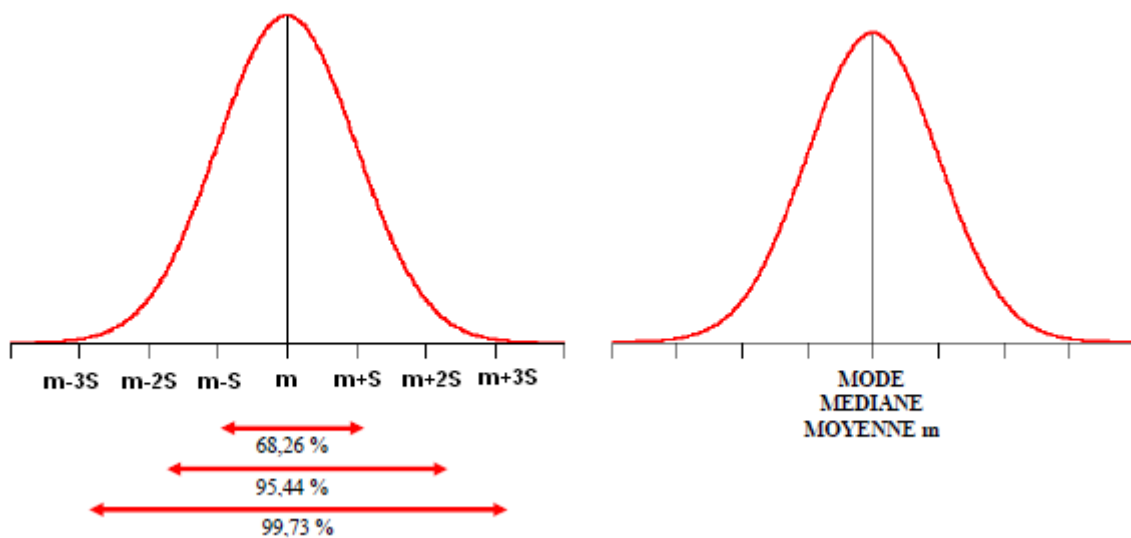


Figure 4.23 Propriétés de la loi normale

Ainsi, les valeurs de durées de vie en fatigue des deux matériaux ont :

- BBSG : moyenne = 13,078 \approx mode ; médiane = 12,835 ;
- Composite : moyenne = 13,461 \approx mode ; médiane = 13,533.

On s'aperçoit que les répartitions des points expérimentaux correspondent à peu près aux répartitions de la loi normale présentée dans la figure 4.23. Les valeurs sont regroupées autour de la moyenne selon la répartition suivante :

Cas du BBSG :

- $p(m - S < X < m + S) = 72,22\%$ (comparable à la valeur théorique de 68,26 %)
- $p(m - 2S < X < m + 2S) = 100\%$ (comparable à la valeur théorique de 95,44 %)

Cas du Composite :

- $p(m - S < X < m + S) = 75\%$ (comparable à la valeur théorique de 68,26 %)
- $p(m - 2S < X < m + 2S) = 90\%$ (comparable à la valeur théorique de 95,44 %)
- $p(m - 3S < X < m + 3S) = 100\%$ (comparable à la valeur théorique de 99,73 %)

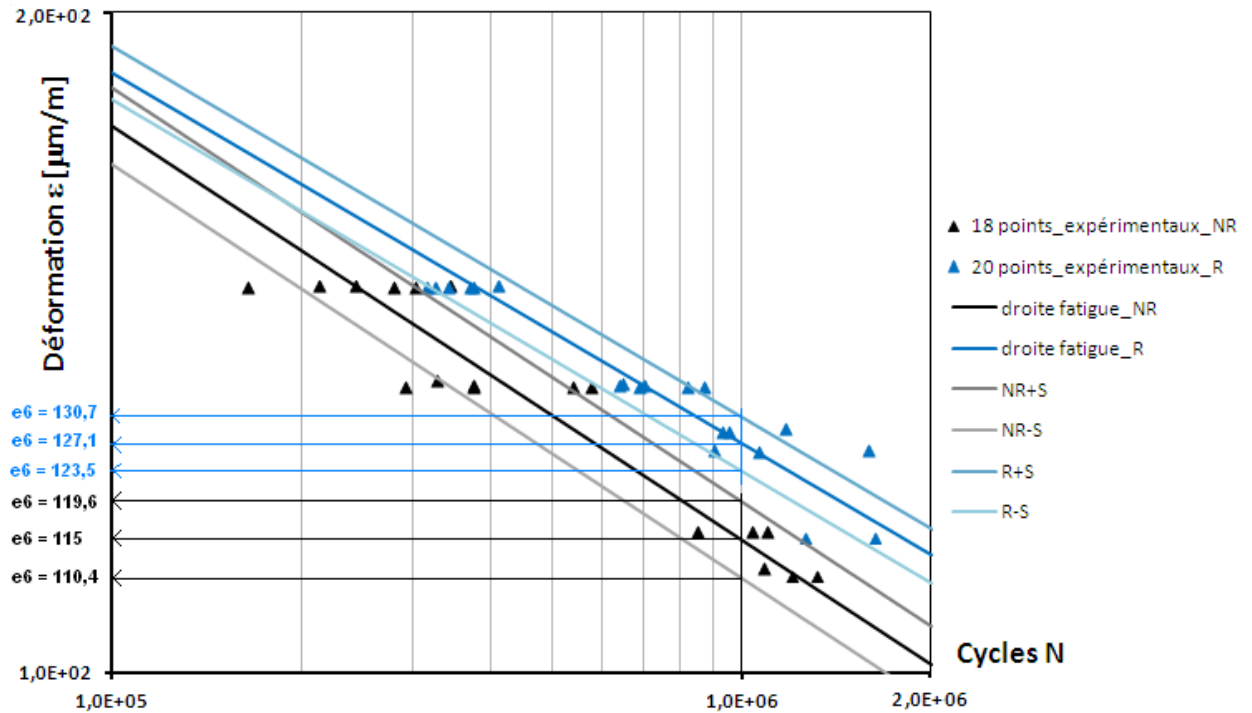


Figure 4.24 Encadrement de droites de fatigue NR et R par rapport à leur écart type global et estimation des valeurs ε_6

4.2.7 Application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez pour estimer le nombre de cycles à la rupture du BBSG et du composite BBSG + CIDEX

La droite de fatigue ne permet pas d'estimer le nombre de cycles à la rupture d'un matériau soumis à des sollicitations de fatigue. Pour pouvoir estimer cette valeur, le modèle d'évolution de l'endommagement de Castro-Sanchez a été premièrement particularisé pour $D = 0,5$ et associé à la droite de fatigue. Deuxièmement, cette forme a été introduite dans le modèle d'évolution de l'endommagement de Castro-Sanchez en fonction de la variable d'endommagement D .

L'équation de Castro-Sanchez $N = a\varepsilon_0^b D^c$ (éq.1.7, chapitre 1) est écrite à $D = 0,5$:

$N_f = a\varepsilon_0^b (0,5)^c$. On obtient ainsi, le rapport $\frac{N}{N_f} = (2D)^c$ d'où résulte :

$$c = \frac{\ln\left(\frac{N}{N_f}\right)}{\ln(2D)} \quad (4.23)$$

Pour identifier le paramètre c , l'équation 4.23 du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez a été écrite à chaque niveau de déformation ε et pour toutes les valeurs d'endommagement D disponibles après les essais de fatigue, respectivement : 0,05 ; 0,1 ; 0,15

; 0,20 ; 0,25 ; 0,30 ; 0,35 ; 0,40 ; 0,45 ; 0,55 ; 0,60 ; 0,65 ; 0,70 ; 0,75. Les valeurs du nombre de cycles N correspondantes à chaque valeur d'endommagement sont celles des courbes moyennes expérimentales à chaque niveau de déformation, pour le béton bitumineux et pour le composite. Une valeur c a été ainsi calculée à chaque niveau de déformation ε (niveau d'identification) et pour chaque matériau testé. □

Les niveaux d'identification de c considérés dans le cas du BBSG sont : $\varepsilon \approx 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon \approx 135 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon \approx (111 ; 116) \mu\text{m/m}$. Les niveaux d'identification de c dans le cas du composite sont : $\varepsilon \approx 150 \mu\text{m/m}$; $\varepsilon \approx 135 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon \approx (126 ; 129) \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon \approx 115 \mu\text{m/m}$. La valeur c retenue pour le modèle d'endommagement d'un matériau est la moyenne des valeurs c calculées à tous les niveaux d'identification considérés pour le matériau. L'identification des paramètres c est présentée dans les tableaux des Annexes H1 et H2.

Les valeurs moyennes du paramètre c résultantes de l'identification sont :

- $c = 0,47$ pour le BBSG,
- $c = 0,84$ pour le composite.

L'équation 1.7 du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez est écrite sous la forme :

$$\ln N = \ln a + b \ln \varepsilon_i + c \ln D \quad (4.24)$$

Pour $D = 0,5$ l'expression devient :

$$\ln N_f = (\ln a + c \ln 0,5) + b \ln \varepsilon_i \quad (4.25)$$

Cette expression est associée à la droite de fatigue de forme $\ln N_f = A_0 + A_1 \ln \varepsilon_i$ du béton bitumineux et du composite :

- pour le BBSG : $\ln N_f = 38,927 - 5,293 \ln \varepsilon$, il résulte que $(\ln a + c \ln 0,5) = 38,927$ et $b = 5,293$. Pour $c = 0,47$ il résulte $\ln a = 38,927 - 0,47 \cdot \ln 0,5 = 39,253$.
- pour le composite : $\ln N_f = 42,426 - 5,905 \ln \varepsilon$, il résulte que $(\ln a + c \ln 0,5) = 42,426$ et $b = 5,905$. Pour $c = 0,84$ il résulte $\ln a = 42,426 - 0,84 \cdot \ln 0,5 = 43,008$.

En remplaçant $\ln a$, b et c l'équation 4.24 devient :

- pour le BBSG :

$$\ln N = 39,253 - 5,293 \ln \varepsilon + 0,47 \ln D \quad (4.26)$$

- pour le composite :

$$\ln N = 43,008 - 5,905 \ln \varepsilon + 0,84 \ln D \quad (4.27)$$

Les équations 4.26 et 4.27 représentent le modèle de prédiction d'endommagement de Castro-Sanchez pour le béton bitumineux et le composite et sont utilisé dans le chapitre 5. Le nombre maximum de cycles de vie d'une éprouvette qui correspond à la rupture de la matière N_r , respectivement à un endommagement $D = 1$, est calculée à l'aide des équations 4.26 et 4.27.

On obtient :

- pour le BBSG :

$$\ln N_r = 39,253 - 5,293 \ln \varepsilon \quad (4.28)$$

- pour le composite :

$$\ln N_r = 43,008 - 5,905 \ln \varepsilon \quad (4.29)$$

ε_i [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$N_{f,NR}$ [cycles]	$N_{f,dr.fat.NR}$ [cycles]	$\left(\frac{N_{f,dr.fat.NR} - N_{f,NR}}{N_{f,NR}} \right) 100\%$	$N_{r,Castro-SanchezNR}$ $\ln N_r = 39,253 - 5,293 \ln \varepsilon$ [cycles]	$\frac{N_{f,dr.fat.NR}}{N_{r,Castro-SanchezNR}}$
150,15	257 873	242 903	- 5,80 %	336 521	0,722
135,35	414 752	420 700	1,43%	582 844	0,722
116,07	993 149	948 895	- 4,45 %	1 314 614	0,722
111,1	1 201 430	1 196 236	- 0,43 %	1 657 283	0,722

Tableau 4.8 Application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez pour le calcul du nombre de cycles à la rupture du béton bitumineux (NR)

ε_i [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$N_{f,R}$ [cycles]	$N_{f,dr.fat.R}$ [cycles]	$\left(\frac{N_{f,dr.fat.R} - N_{f,R}}{N_{f,R}} \right) 100\%$	$N_{r,Castro-SanchezR}$ $\ln N_r = 43,008 - 5,905 \ln \varepsilon$ [cycles]	$\frac{N_{f,dr.fat.R}}{N_{r,Castro-SanchezR}}$
150,1	354 240	374 843	5,82%	670 824	0,559
135,25	724 416	693 445	- 4,27%	1 241 000	0,559
129,1	1 013 547	912 763	- 9,94%	1 633 494	0,559
126,3	1 177 401	1 038 941	-11,76%	1 859 303	0,559
115,3	1 435 665	1 779 408	23,94%	3 184 454	0,559

Tableau 4.9 Application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez pour le calcul du nombre de cycles à la rupture du béton bitumineux renforcé (R)

Où :

$N_{f,NR}$ - durée de vie expérimentale moyenne en fatigue des éprouvettes non-renforcées, correspondante à $E/E_i = 0,5$

$N_{f,R}$ - durée de vie expérimentale moyenne en fatigue des éprouvettes renforcées, correspondante à $E/E_i = 0,5$

$N_{f,dr,fat.NR}$ - durée de vie en fatigue estimée par la droite de fatigue du béton bitumineux non-renforcé (NR)

$N_{f,dr,fat.R}$ - durée de vie en fatigue estimée par la droite de fatigue du béton bitumineux renforcé (R)

$N_{r,Castro-SanchezNR}$ - nombre de cycles à la rupture calculé par le modèle Castro-Sanchez pour le béton bitumineux non-renforcé (NR)

$N_{r,Castro-SanchezR}$ - nombre de cycles à la rupture calculé par le modèle Castro-Sanchez pour le béton bitumineux renforcé (R).

Les tableaux 4.8 et 4.9 présentent l'application du modèle de Castro-Sanchez dans le calcul du nombre de cycles à la rupture et les rapports entre les durées de vie déterminées par la droite de fatigue et le nombre de cycles à la rupture. Le fait que ces rapports soient plus grands pour les éprouvettes non-renforcées par rapport aux éprouvettes renforcées (0,722 versus 0,559) montre que la grille a une influence au delà de l'endommagement $D = 0,5$, respectivement le nombre de cycles entre les endommagements $D = 0,5$ et $D = 1$ est plus significatif dans le cas des éprouvettes renforcées.

Cette observation est confirmée par la comparaison des rapports entre la durée de vie en fatigue des éprouvettes renforcées et non-renforcées $\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$ avec les rapports des nombre de

cycles à la rupture entre les éprouvettes renforcées et non-renforcées $\frac{N_{r,R}}{N_{r,NR}}$ déterminés avec

le modèle de Castro-Sanchez dans le tableau 4.10. La comparaison est faite pour les trois niveaux de déformation testés à la fois sur le béton bitumineux et sur le béton bitumineux renforcé, respectivement $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, et montre que les rapports $\frac{N_{r,R}}{N_{r,NR}}$ sont plus grands que les rapports $\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$.

Le rapport moyen de durées de vies en fatigue expérimentales estime que l'utilisation de la grille en fibre de verre augmente de 50% la durée de vie du béton bitumineux. Le rapport moyen de durée de vies prédites par les droites de fatigue des matériaux estime cette augmentation à 66%. Le rapport moyen des nombres de cycles à la rupture prédit à l'aide du modèle de Castro-Sanchez estime que l'emploi de la grille en fibre de verre peut doubler le nombre de cycles à la rupture du béton bitumineux.

ε_i [$\mu\text{m/m}$]	Durées de vie en fatigue expérimentales			Durées de vie en fatigue par la droite de fatigue			Nombre des cycles à la rupture par le modèle Castro-Sanchez			
	$N_{f,R}$ [cycles]	$N_{f,NR}$ [cycles]	$\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$	$N_{f,R}$ [cycles]	$N_{f,NR}$ [cycles]	$\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$	$N_{r,R}$ [cycles]	$N_{r,NR}$ [cycles]	$\frac{N_{r,R}}{N_{r,NR}}$	
150	354 240	257 873	1,37	374 942	242 903	1,54	670 824	336 521	1,99	
135	724 416	414 752	1,75	698 342	420 700	1,66	1 241 000	582 844	2,13	
115	1435 665	$\approx 1\ 034\ 805$	1,39	1 779 408	1000 000	1,78	3 184 454	1 380 662	2,30	
Rapport moyen N_f expérimental			1,50	Rapport moyen N_f prédit avec la dr.fat			1,66	Rapport moyen N_r prédit avec C-Sanchez		2,14

Tableau 4.10 Rapports de durées de vie en fatigue (expérimentales et par la droite de fatigue) entre R et NR et des rapports des nombres de cycles à la rupture entre R et NR

4.2.8 Observation en images de la propagation des fissures de fatigue post-essais 4PB

Pour observer la propagation des fissures de fatigue dans les deux types de poutres (non-renforcées et renforcées) nous avons conçu un montage simple. Ce montage consiste à positionner une poutre en flexion sur deux appuis représentés par 2 éprouvettes cylindriques et de la laisser fléchir sous son poids propre, comme dans la figure 4.25.

Les poutres mises en flexion sont des poutres endommagées préalablement en fatigue dont les résultats d'essais sont présentés dans le chapitre 4. Il s'agit de 3 poutres testées en fatigue à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ (17 NR, 19R et 20R), de 2 poutres testées à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ (2NR et 6R) et d'une poutre testée à $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$ (15R), dont la courbe d'évolution de l'endommagement est atypique.

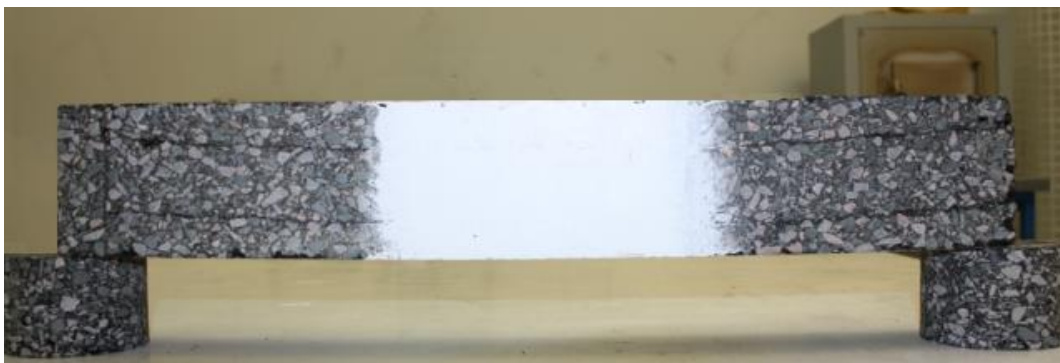


Figure 4.25 Montage de poutre en flexion sur deux appuis, à Epsilon Ingénierie

Le chemin de propagation des fissures de fatigue dans la partie centrale (le tiers central peint en blanc) des poutres à été observée de près à travers des photos prises régulièrement.

Les photos sont montrées dans les Annexes I (I1...I6) et ont permis les observations suivantes :

- Dans le cas des poutres non-renforcées, la fissure principale (macroscopique) de fatigue initié pendant l'essai de fatigue, se propage plutôt verticalement sur l' hauteur de la poutre 17NR (figure 4.26 et 4.27). Dans le cas de la poutre 2NR (Annexe I4) on observe la formation des plusieurs fissures macroscopiques qui se propagent verticalement.
- Dans le cas de la poutre renforcée 20R (figures 4.28 et 4.29), la fissure principale s'est ramifiée avant d'atteindre l'interface où se trouve la géo-grille. Au moment où les pointes de fissures arrivent à l'interface, leur trajectoire est déviée au niveau de la géo-grille avant de se propager verticalement. Dans le cas de la poutre renforcée 6R (Annexe I5), on observe également une déviation de la fissure principale au niveau de l'interface, afin de se propager verticalement.
- L'observation de la propagation des fissures dans la poutre 15R (figures 4.30 et 4.31), qui présente une courbe d'évolution d'endommagement (E/E_i) atypique, a également montré un dédoublement de la fissure avant le niveau de l'interface renforcée par géo-grille, qui suit deux directions : une fissure continue sa trajectoire verticale sur l' hauteur de la poutre et une fissure est déviée au long de l'interface rigide.
- Dans le cas de la poutre renforcée 19R (Annexe I2), la couche inférieure s'est décollée en flexion avant de pouvoir observer la propagation des fissures dans la couche du milieu, ce qui peut expliquer que sa durée de vie en fatigue est plus petite que celle de la poutre 20R. Ce phénomène peut être dû à un collage « plus faible » de la géo-grille dans la poutre 19R par rapport à la poutre 20R.

Après les essais de fatigue en 4PB, nous avons procédé à la récupération de la géo-grille de la partie centrale inférieure des plusieurs poutres (figures 4.32, 4.33, 4.34), ce qui a permis d'observer que :

- la géo-grille était bien collé à l'interface entre les couches de béton bitumineux, elle étant englobé dans l'émulsion et le voile non-tissé coupé,
- la géo-grille n'est pas rompue après les essais de fatigue.

La géo-grille a également été récupéré dans le cas d'autres poutres, après leurs mise en flexion post essais de fatigue, à l'aide du montage proposé jusqu'au décollement de la couche inférieure. Dans ces cas, nous avons également constaté que la géo-grille n'est pas rompue (figures 4.35 et 4.36).



Figure 4.26 Etat de fissuration à 0 h de flexion de la poutre 17NR, post essai de fatigue à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$



Figure 4.27 Etat de fissuration après 24 h de flexion de la poutre 17NR, post essai de fatigue à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$. La fissure macroscopique se propage verticalement.



Figure 4.28 Etat de fissuration à 0 h de flexion de la poutre 20R, post-essai de fatigue à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$



Figure 4.29 Etat de fissuration après 24 h de flexion de la poutre 20R, post-essai de fatigue à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$. Dédoublage de la fissure macroscopique avant le niveau de l'interface et déviation au niveau de l'interface



Figure 4.30 Etat de fissuration à 0h de flexion de la poutre 15R, post essai de fatigue à $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$

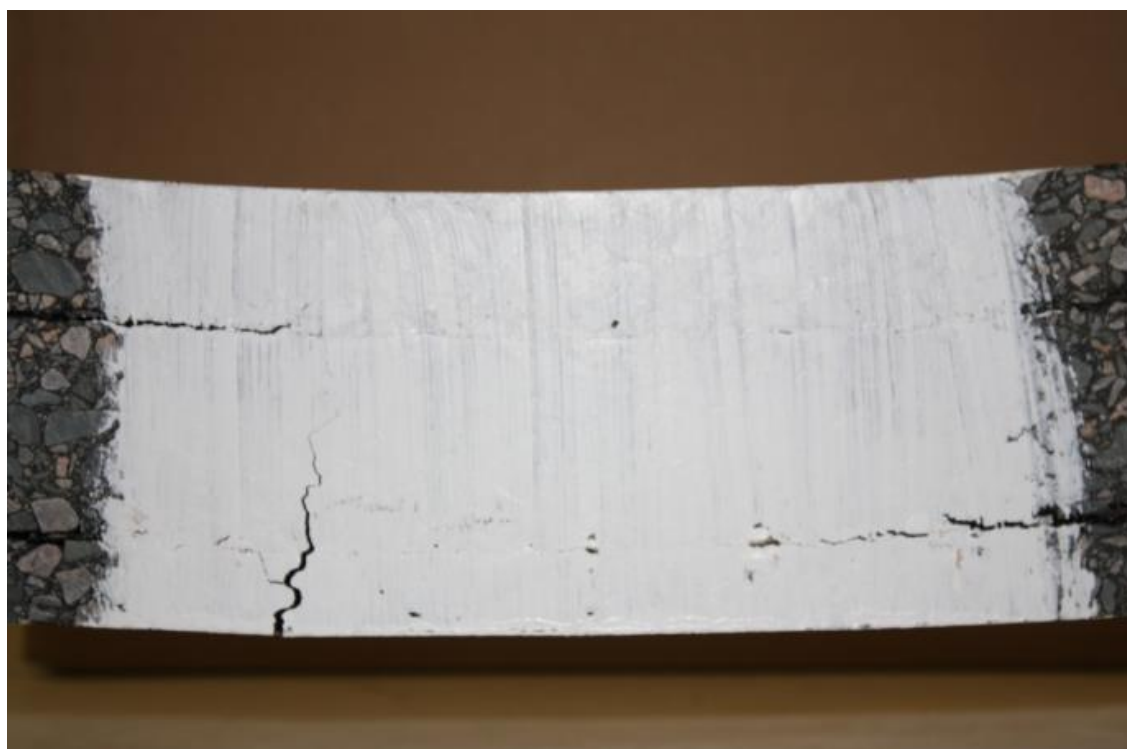


Figure 4.31 Etat de fissuration après 24h de flexion de la poutre 15R, post essai de fatigue à $\varepsilon = 129 \mu\text{m/m}$.
Dédoublage de la fissure macroscopique avant le niveau de l'interface.



Figure 4.32 Récupération de la géo-grille après l'essai de fatigue

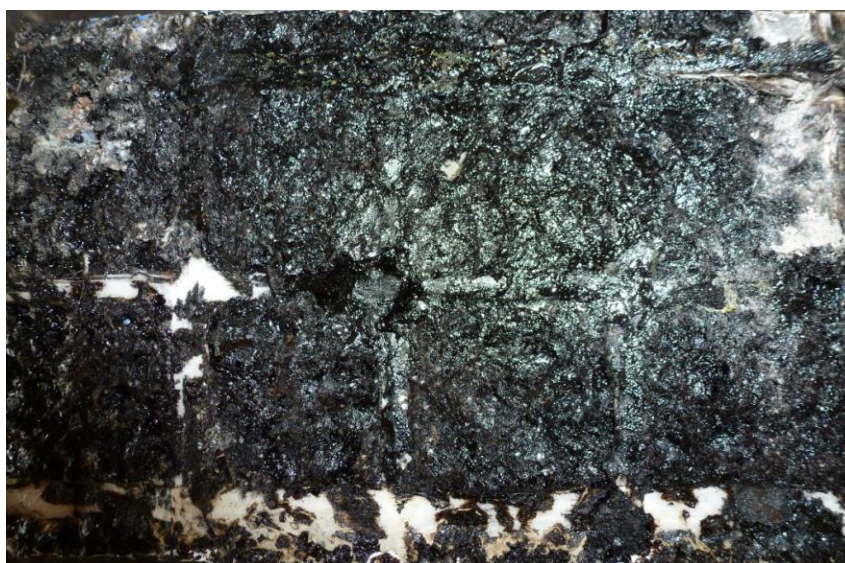


Figure 4.33 Géo-grille collée à l'émulsion à l'intérieur de l'éprouvette, après l'essai de fatigue

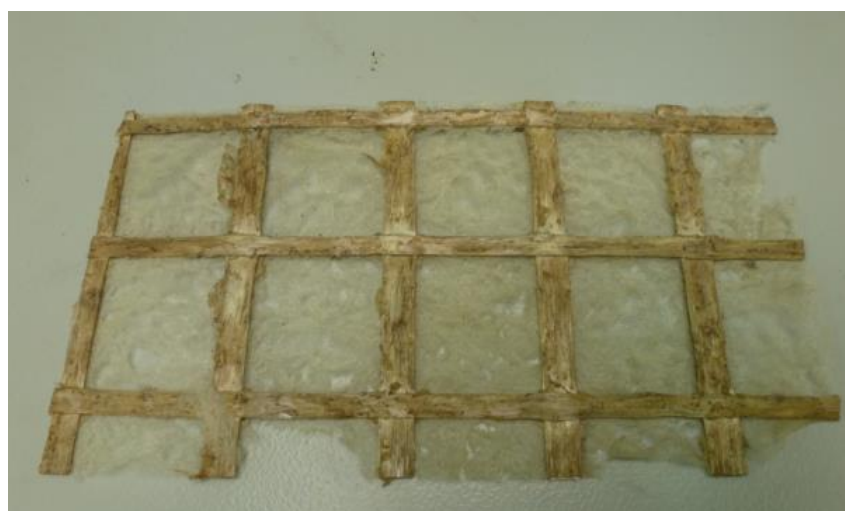


Figure 4.34 Géo-grille récupérée après l'essai de fatigue et lavée avec solvant. La grille n'est pas rompue.



Figure 4.35 Récupération de la géo-grille après la flexion post essai de fatigue



**Figure 4.36 Géo-grille récupérée (et lavée avec solvant) après la flexion post essai de fatigue.
La grille n'est pas rompue.**

Les photos présentées dans les Annexes I (I1...I6) montrent la propagation des fissures de fatigue jusqu'au stade final de rupture. Pendant l'observation du phénomène il y a eu plusieurs problèmes du système de climatisation de la salle du montage des poutres en flexion. Cela rend impossible une analyse de la propagation des fissures en fonction du temps.

4.2.9 Calcul de la déformation au niveau de la géo-grille dans la section des poutres composites

La répartition de la déformation ε dans la section verticale d'une poutre prismatique fabriquée en 3 couches (25 mm + 50 mm + 25 mm), comme celles testées dans ce travail, est présentée dans la figure 4.37.

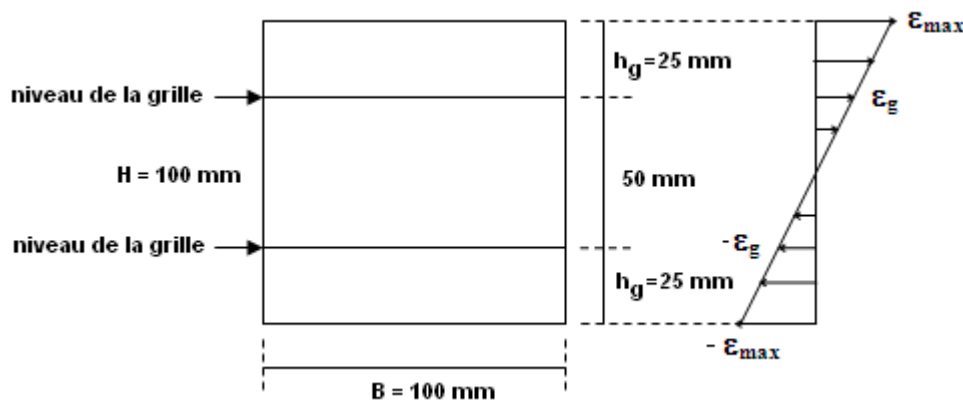


Figure 4.37 Section verticale de poutre tri-couche et répartition de la déformation

Dans la configuration des essais de fatigue 4PB effectués à déformation imposée, la distribution de la déformation dans la section est la même dans le cas d'une poutre non renforcée (NR) ainsi que dans le cas d'une poutre renforcée (R). La valeur de cette déformation au niveau de la grille (ou niveau de l'interface entre 2 couches en béton bitumineux pour les poutres non-renforcées) est calculée avec la formule suivante :

$$\varepsilon_g = \varepsilon_{\max} \frac{H - 2h_g}{H} \quad (4.30)$$

Où :

L, B, H - longueur, largeur, hauteur de la poutre, en mm

L = 630 mm ; B = 100 mm, H = 100 mm

h_g - hauteur correspondant au niveau de la grille, ici $h_g = 25$ mm

ε_{\max} - déformation maximale au niveau des extrémités de la poutre, en $\mu\text{m/m}$

ε_g - déformation au niveau de la géo-grille, en $\mu\text{m/m}$

Dans le cas de la section de la figure 4.37, l'équation 4.30 devient :

$$\varepsilon_g = \frac{\varepsilon_{\max}}{2} \quad (4.31)$$

Les valeurs de la déformation ε_g sont calculées à l'aide de l'expression 4.31, en fonction des déformations imposées lors des essais de fatigue effectuées dans ce travail. Les résultats sont synthétisés dans le tableau 4.11.

ϵ_{\max} [$\mu\text{m/m}$]	ϵ_g [$\mu\text{m/m}$]
150	75,0
135	67,5
129	64,5
126	63,0
115	57,5

Tableau 4.11 Déformations au niveau de la géo-grille dans les poutres tri-couches en 4PB

Pour que la géo-grille soit soumise à une déformation plus importante que la moitié de la déformation imposée pendant l'essai de fatigue 4PB, celle-ci devrait être placée à une hauteur $h_g < 25$ mm, ce qui est très difficile de réaliser en laboratoire (par rapport au compactage, collage de la grille, sciage).

Chapitre 5. Modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille

CONTENU

5.1 Modélisation de l'endommagement avec le modèle non-local de D. Bodin

5.1.1 Modélisation de l'endommagement de D. Bodin

5.1.2 Modèle de poutre dans la configuration de flexion en quatre points

5.1.3 Les modèles de poutres monocouche dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB

5.1.4 Les modèles de poutres tri-couches dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB

5.1.5 Présentation des résultats de modélisation et des résultats expérimentaux de fatigue 4PB par niveau de déformation testée

5.1.6 Analyse cartographique de l'évolution de l'endommagement dans le 4 modèles

5.1.7 Comparaison de 4 modèles et conclusions de la modélisation avec le modèle de Bodin

5.1.8 Perspectives de modélisation avec le modèle de Bodin

5.2 Prédiction de l'endommagement en fatigue avec le modèle de Castro-Sanchez

5.2.1 Prédiction de l'endommagement en fatigue du BBSG avec le modèle de Castro-Sanchez

5.2.1 Prédiction de l'endommagement en fatigue du composite avec le modèle de Castro-Sanchez

5.2.3 Conclusions et pertinence du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez

5 Modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux et du béton bitumineux renforcé par géo-grille

5.1 Modélisation de l'endommagement avec le modèle non-local de D. Bodin

5.1.1 Modélisation de l'endommagement de D. Bodin

Le modèle d'endommagement non-local de D. Bodin présenté dans la partie 1.7 du chapitre 1 utilise un calcul non linéaire, fait à l'aide de l'approche pas à pas (point 1.7.6). L'approche consiste à discrétiser les cycles de chargement en différents pas de temps et de linéariser l'endommagement entre plusieurs cycles le calcul. D. Bodin a programmé à l'aide de l'outil CAST3M un algorithme intégrant le calcul automatique des sauts de cycles [Bodin, 2002].

CAST3M est un logiciel de calcul des structures développé par le Commissariat à l'énergie atomique et aux énergies alternatives (CEA). Il utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les équations aux dérivées partielles. La discrétisation temporelle du chargement prend en compte seulement les points correspondants aux changements de signe de la sollicitation et de sa dérivée [Bodin, 2002]. L'interface de CAST3M utilise le langage de programmation GIBIANE.

La loi d'endommagement en fatigue du béton bitumineux est en fonction de 4 paramètres (α_1 , α_2 , α_3 et β), que D. Bodin a directement identifié sur les résultats des essais expérimentaux de fatigue en traction – compression (T/C) et en flexion en deux points (2PB). Les résultats des essais de fatigue T/C ont servi à l'identification des deux premières phases d'endommagement, respectivement des paramètres α_2 et α_3 . Le paramètre α_2 contrôle la durée de la phase II et le paramètre α_3 pilote la cinétique d'endommagement dans les phases I et III. Cet essai ne permet pas de décrire la phase trois du processus d'endommagement. Cette dernière phase a été identifiée à l'aide des résultats des essais de fatigue 2PB, qui permettent d'observer l'effet structurel sur le comportement en fatigue. Le paramètre α_1 contrôle l'initiation de la troisième phase d'endommagement et ainsi la durée de vie. Le paramètre β , qui contrôle l'effet du niveau de la sollicitation sur le taux d'endommagement, a été directement calculé à partir de la pente de la droite de fatigue expérimentale en T/C.

D. Bodin a ainsi identifié les paramètres de la loi de comportement à l'aide des deux types d'essai et il a ensuite simulé le comportement du béton bitumineux dans les 2 configurations d'essai de fatigue T/C et 2PB. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats de modélisation a montré une bonne adéquation du modèle avec les résultats d'essais.

L'influence du maillage a été étudiée dans le cas de l'éprouvette trapézoïdale de dimensions normalisées. A partir de trois maillages de type fin, moyen et grossier, D. Bodin a observé que

la sensibilité du maillage se retrouve dans la phase d'amorçage et propagation de la fissure macroscopique en fin de la simulation. Pour que les prédictions de durée de vie deviennent quasiment indépendantes du maillage, il a conseillé une densité de maille ayant un minimum de trois éléments linéaires par longueur caractéristique.

5.1.2 Modèle de poutre dans la configuration de flexion en quatre points

A l'aide de Cast3M et du modèle de Bodin, nous avons conçu deux catégories de modèles bidimensionnels (2D) de poutre prismatique dans la configuration de l'essai de flexion en quatre points en déformation imposée, respectivement : les modèles monocouche et les modèles tri-couches. Chaque catégorie comprend un modèle de poutre en béton bitumineux (NR) et un modèle de poutre composite en béton bitumineux renforcé par géo-grilles (R).

Les paramètres mécaniques et d'endommagement

Suite aux résultats expérimentaux présentés au chapitre 4, qui ont permis d'observer que la géo-grille n'a pas d'influence significative sur le module de rigidité du béton bitumineux, le module de rigidité moyen $E = 13,5$ GPa et le coefficient de poisson des enrobés bitumineux $\nu = 0,35$ ont été considérés pour caractériser le béton bitumineux et le composite. La loi d'endommagement de Bodin a été utilisée pour simuler le comportement en fatigue du béton bitumineux et du composite. Les paramètres d'endommagement α_1 , α_2 , α_3 et β ont été identifiés sur les résultats des essais de fatigue en flexion en quatre points présentés au chapitre 4.

La géométrie et les conditions aux limites

L'hypothèse de contraintes planes et la symétrie géométrique ont permis de modéliser la moitié d'une poutre comme dans la figure 5.1. Les conditions aux limites associées à cette configuration d'essai sont :

- En $x = 0$ la condition de symétrie est traduite par le blocage du déplacement dans la direction X.
- En $x = L/2$ la condition des appuis aux extrémités de la poutre est traduite par le blocage du déplacement dans la direction Y des nœuds de la ligne verticale. Le déplacement dans la direction X est laissée libre. Ce type de blocage est utilisé pour éviter les concentrations de contraintes et de déformations aux niveaux des appuis qui peuvent gêner le calcul de l'évolution d'endommagement.
- En $x = l/2$ la sollicitation alternée est appliqué aux nœuds de la ligne verticale.

Les éléments utilisés pour la modélisation sont des éléments plans triangulaires à trois nœuds. Le maillage est plus dense dans la zone la plus sollicitée, respectivement celle comprise entre $x = 0$ et $x = l/2$, qui correspond à la zone de la rupture. La taille des mailles dans toutes les zones est inférieure à la longueur caractéristique $l_c = 30$ mm et l'élément le plus grossier du maillage de 10 mm est dans la zone des appuis. La densité de maille a ainsi le minimum de trois éléments linéaires par élément caractéristique sur toute la surface du modèle.

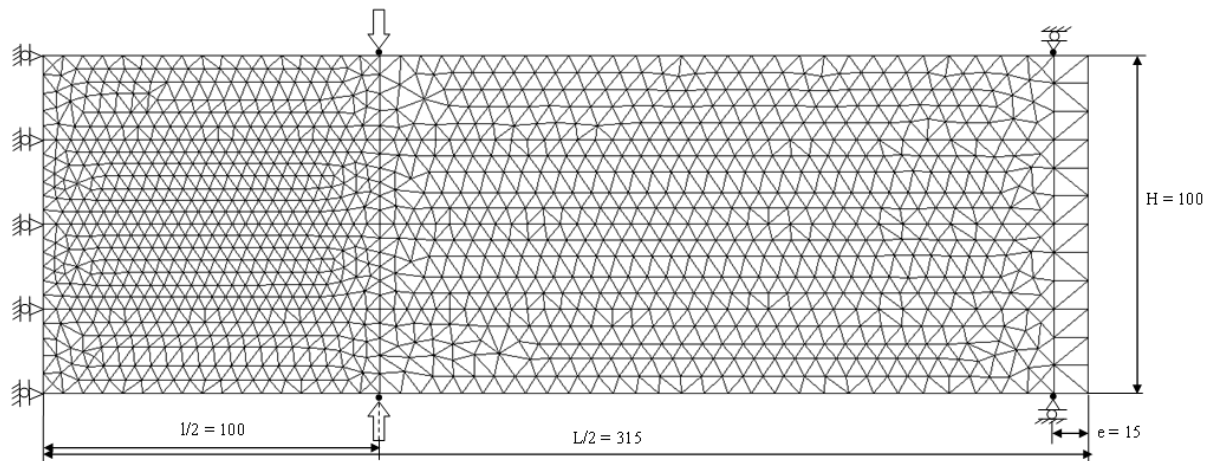


Figure 5.1 Géométrie et condition aux limites d'une demi-poutre dans la configuration de 4PB

Le chargement

Le chargement correspond à un déplacement des appuis intermédiaires (aux niveaux des lignes de chargement). L'amplitude de déplacement est constante, semblablement à l'essai de fatigue piloté en déplacement. L'amplitude de déplacement est définie afin d'obtenir le niveau de déformation maximal souhaité dans la poutre, qui définit le niveau de sollicitation de l'essai de fatigue 4PB.

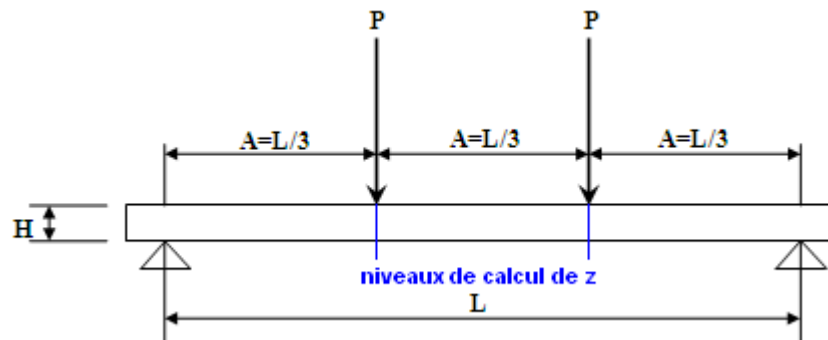


Figure 5.2. Schéma de calcul du déplacement aux niveaux des appuis intermédiaires d'une poutre droite en flexion 4PB

Le calcul du déplacement aux niveaux des appuis intermédiaires d'une poutre en flexion dans la configuration de la figure 5.2, se fait par l'expression 5.4 obtenue à partir des expressions suivantes de la résistance des matériaux [Xiong, 2007] :

$$z = \frac{5}{6} \cdot \frac{PA^3}{EI} \quad \text{d'où résulte la force} \quad P = \frac{6}{5} \cdot \frac{EIz}{A^3} \quad (5.1)$$

Sachant que l'expression de la déformation est une fonction de la charge P de forme :

$$\varepsilon = \frac{M}{EI} \frac{H}{2} = \frac{PAH}{2EI} \quad (5.2)$$

, par la substitution de P on obtient :

$$\varepsilon = \frac{6EIz}{5A^3} \frac{AH}{2EI} = \frac{3}{5} \frac{H}{A^2} z \quad (5.3)$$

, d'où :

$$z = \frac{5}{3} \cdot \frac{A^2}{H} \varepsilon \quad (5.4)$$

Où :

z - déplacement au niveau de calcul (au niveau d'un appui intermédiaire) en mm,

A - distance entre 2 appuis (intermédiaires ou/et extérieurs) en mm, ici A = 200 mm,

H - hauteur de la poutre en mm, ici H = 100 mm,

ε - déformation imposée en $\mu\text{m/m}$,

P - charge,

E - module d'élasticité longitudinale,

I - moment d'inertie.

5.1.3 Les modèles de poutres monocouche dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB

Les deux modèles de poutre monocouche dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB sont : un modèle de poutre en béton bitumineux (modèle 1NR) et un modèle de poutre en matériau composite (modèle 2R). Les modèles monocouche considèrent que la poutre est constituée d'un seul matériau, caractérisé par son module de rigidité, le coefficient de Poisson et les paramètres d'endommagement de Bodin (α_1 , α_2 , α_3 et β).

5.1.3.1 Modèle de poutre monocouche en BBSG (modèle 1NR)

L'identification des paramètres de Bodin est faite sur la courbe moyenne des résultats expérimentaux de fatigue au niveau de déformation $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$. Le niveau d'indentification $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ a été choisi parmi les niveaux testés et c'est le niveau intermédiaire de déformation testé lors des essais 4PB, avec 6 répétitions par niveau.

Les paramètres d'endommagement de la loi de Bodin résultants lors de l'identification sont : $\alpha_1 = 1,6 \cdot 10^{-16}$, $\alpha_2 = 0,95$, $\alpha_3 = 1,6$. Le paramètre $\beta = 4,3$ a été identifié à partir des essais expérimentaux : $\beta = A_1 - 1$ où $A_1 \cong 5,3$ est la pente de la droite de fatigue du béton bitumineux de forme $\ln N = f(\ln \varepsilon)$ déterminé au point 4.2.3 du chapitre 4. Ce groupe de paramètres appelé *paramètres 1* a été ensuite employé pour les simulations du comportement en fatigue du matériau aux niveaux $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon_6 = 115 \mu\text{m}$.

Les courbes de simulation sont présentées avec les courbes expérimentales d'évolution E/E_i minimale, moyenne et maximale à chaque niveau de déformation, dans la figure 5.3. Comme définies au chapitre 4, il s'agit de la courbe avec la durée de vie en fatigue conventionnelle minimale, maximale, et la courbe moyenne de toutes les répétitions au même niveau de déformation.

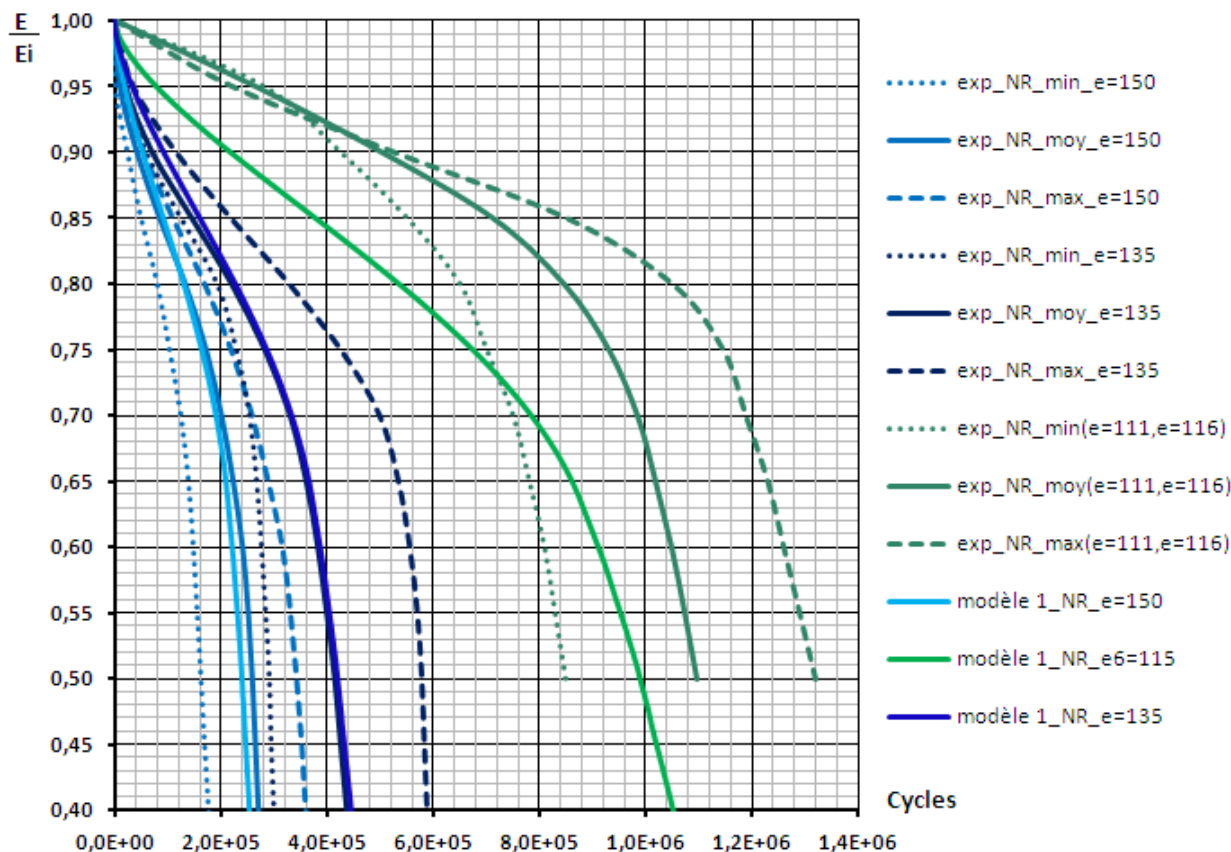


Figure 5.3 Simulation de l'endommagement du BBSG avec le modèle 1NR, structure monocouche, paramètres 1, aux niveaux $\varepsilon = 150, 135, 115 \mu\text{m/m}$

Les durées de vie en fatigue prédites à tous les niveaux des déformations testés sont très proches de durées de vie expérimentales moyennes et de celles calculées par la droite de fatigue (tableau 5.1). La différence maximale entre les prédictions et les durées de vies calculées par la droite de fatigue est d'environ 1,6% de ces dernières, ce qui confirme l'adéquation du modèle de Bodin pour la prédiction de l'endommagement des bétons bitumineux.

La simulation de l'endommagement en fatigue au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ conduit à une durée de vie d'environ 10^6 cycles, ce qui confirme la valeur ε_6 estimée par la droite de fatigue.

En ce qui concerne les courbes d'évolution du rapport de rigidité E/E_i , dans le cas des niveaux $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$, les courbes d'évolution du modèle sont très proches des courbes d'évolution expérimentales moyennes. Ceci signifie que les courbes du modèle 1NR

sont parfaitement situées (encadrées) entre les courbes expérimentales minimales et maximales (figure 5.3).

Au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, la courbe d'évolution du rapport de rigidité E/E_i prédite avec le modèle se situe en dessous de la courbe d'évolution expérimentale minimale à $\varepsilon \in (111 ; 116) \mu\text{m/m}$ pour E/E_i compris dans l'intervalle $(1 ; 0,73)$, et entre les courbes d'évolution expérimentales minimale et maximale pour E/E_i en dehors de cet intervalle. Ceci fait que la durée de vie en fatigue correspondante à $E/E_i = 0,5$ est comprise entre les durées de vie en fatigue expérimentales minimales et maximales.

ε [$\mu\text{m/m}$]	$N_{f,NR}$ [cycles]	$N_{f,dr.fat.NR}$ [cycles]	$N_{f,Bodin.1NR}$ [cycles]	$\left(\frac{N_{f,Bodin.1NR} - N_{f,NR}}{N_{f,NR}} \right) \cdot 100\%$	$\left(\frac{N_{f,Bodin.1NR} - N_{f,dr.fat.NR}}{N_{f,dr.fat.NR}} \right) \cdot 100\%$
150	257 873	242 903	239 000	-7,32%	-1,61%
135	414 752	420 700	419 000	1,02%	-0,40%
115	1 034 305	1 000 000	989 000	-4,38%	-1,10%

Tableau 5.1 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $E/E_i = 0,5$ du BBSG avec le modèle 1NR

Où :

$N_{f,NR}$ - durée de vie en fatigue expérimentale moyenne des éprouvettes non-renforcées à $\varepsilon = \text{ct}$.

$N_{f,dr.fat.NR}$ - durée de vie en fatigue calculée par la droite de fatigue du béton bitumineux non-renforcé à $\varepsilon = \text{ct}$.

$N_{f,Bodin.1NR}$ - durée de vie en fatigue prédite par le modèle de Bodin 1NR à $\varepsilon = \text{ct}$.

5.1.3.2 Modèle de poutre monocouche en matériau composite (modèle 2R)

Dans le modèle 2R, le matériau formé de béton bitumineux et de grilles en fibre de verre est considéré comme un matériau composite. Le comportement en fatigue du matériau composite est caractérisé par une série des paramètres d'endommagement de Bodin ($\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \beta$), identifiée sur les résultats expérimentaux présentés au point 4.2.4 du chapitre 4. L'identification des paramètres de Bodin est faite sur la courbe moyenne des résultats expérimentaux de fatigue sur 6 poutres composites au niveau de sollicitation $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$.

Les paramètres d'endommagement de la loi de Bodin résultants après l'identification sont : $\alpha_1 = 1 \cdot 10^{-18}$, $\alpha_2 = 0,9$, $\alpha_3 = 1,7$. Le paramètre $\beta = 4,9$ a été identifié à partir des essais expérimentaux : $\beta = A_1 - 1$ où $A_1 \cong 5,9$ est la pente de la droite de fatigue du composite de forme $\ln N = f(\ln \varepsilon)$ déterminée au point 4.2.4. Le groupe des paramètres appelé *paramètres 2* est employé pour simuler le comportement en fatigue aux niveaux de déformation : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon_6 = 127 \mu\text{m/m}$.

Toutes les courbes de simulation sont présentées avec la courbe expérimentale E/E_i minimale, moyenne et maximale à chaque niveau de déformation dans la figure 5.3. La durée de vie en fatigue calculée par la droite de fatigue est prédite avec très bonne précision (différence maximale entre les valeurs prédites et calculées $\approx 1,94 \%$, tableau 5.2) à tous les niveaux : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon_6 = 127 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$. En ce qui concerne le niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, le modèle surestime la durée de vie expérimentale moyenne mais la valeur est très proche de la valeur prédite par la droite de fatigue et les résultats sont considérés corrects.

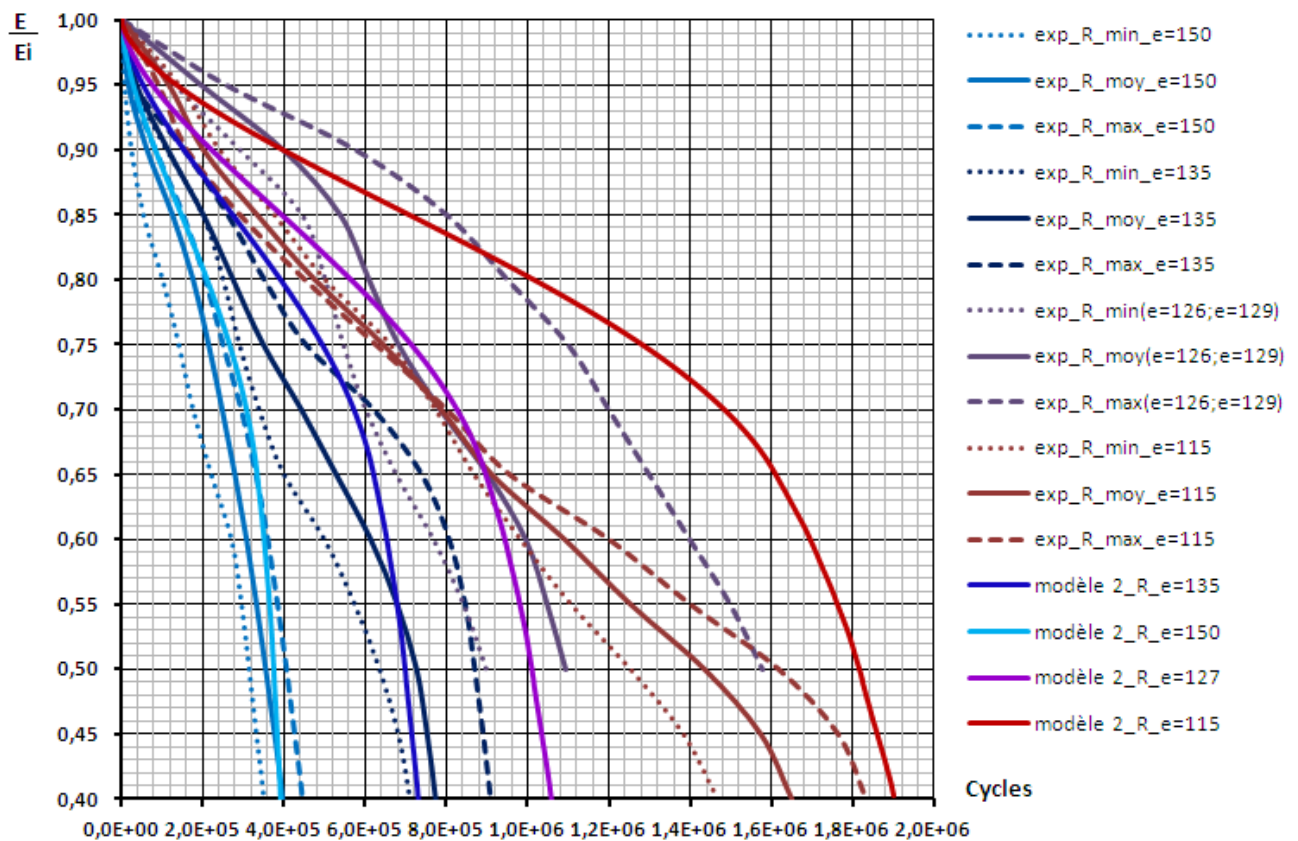


Figure 5.4 Simulation de l'endommagement du composite avec le modèle 2R, structure monocouche, paramètres 2, aux niveaux $\varepsilon = 150, 135, 127$ et $115 \mu\text{m/m}$

En ce qui concerne les courbes d'évolution du rapport de rigidité E/E_i , les courbes de simulation aux niveaux $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ sont encadrées entre les courbes d'évolution d'endommagement expérimentales minimales et maximales à ces niveaux (figure 5.4). L'évolution du rapport de rigidité au niveau $\varepsilon_6 = 127 \mu\text{m/m}$ est située en dessous des

variations expérimentales pour E/E_i compris dans l'intervalle (1 ; 0,825) et entre les variations expérimentales pour E/E_i en dehors de cet intervalle. Au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, la courbe de simulation E/E_i est située complètement au-dessus des courbes expérimentales et la durée de vie en fatigue est surestimée. Néanmoins, on rappelle d'avoir effectué seulement deux essais expérimentaux à ce niveau de sollicitation.

ε [$\mu\text{m/m}$]	$N_{f,R}$ [cycles]	$N_{f,dr.fat.R}$ [cycles]	$N_{f,Bodin.2R}$ [cycles]	$\left(\frac{N_{f,Bodin.2R} - N_{f,R}}{N_{f,R}} \right) \cdot 100\%$	$\left(\frac{N_{f,Bodin.2R} - N_{f,dr.fat.R}}{N_{f,dr.fat.R}} \right) \cdot 100\%$
150	354 240	374 942	368 000	3,88%	-1,85%
135	724 416	698 343	694 000	- 4,20%	-0,62%
127	$\approx 1\ 122\ 783$	1 000 000	1 008 000	- 10,22%	0,80%
115	1 435 665	1 779 408	1 814 000	26,35%	1,94%

Tableau 5.2 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $E/E_i = 0,5$ du composite avec le modèle 2R

Où :

$N_{f,R}$ - durée de vie en fatigue expérimentale moyenne des éprouvettes renforcées à $\varepsilon = \text{ct}$.

$N_{f,dr.fat.R}$ - durée de vie en fatigue calculée par la droite de fatigue du béton bitumineux renforcé à $\varepsilon = \text{ct}$.

$N_{f,Bodin.2R}$ - durée de vie en fatigue prédite par le modèle de Bodin 2R à $\varepsilon = \text{ct}$.

5.1.4 Les modèles de poutres tri-couches dans la configuration de l'essai de fatigue 4PB

Pour décrire davantage l'évolution de l'endommagement du béton bitumineux renforcé par géo-grilles, une nouvelle hypothèse est prise en compte. Elle considère que la géo-grille améliore les caractéristiques en fatigue du béton bitumineux qui l'entoure sur une certaine épaisseur. Cet ensemble est un matériau composite endommageable d'après la loi de Bodin.

L'hypothèse s'appuie sur l'observation faite lors de la comparaison des courbes expérimentales d'endommagement en fatigue des poutres témoins avec celles renforcées, où on remarque que l'évolution de l'endommagement est différente à partir de la première phase d'endommagement (figures 5.7, ..., 5.10). Ceci peut être interprété par l'existence d'une zone

d'influence de la géo-grilles sur l'état de déformation dans le béton bitumineux, même si le renforcement n'augmente pas la rigidité de l'éprouvette. L'observation a été faite par d'autres travaux comme celui de Nottingham en 2000 [Brown et al., 2000].

Dans ce modèle, l'épaisseur correspondant au matériau composite est prise égale à 25 mm, respectivement toute l'épaisseur des couches inférieure et supérieure de la poutre. Chaque couche est définie à l'aide d'une connectivité et une loi d'endommagement de Bodin lui est associée. Les deux modèles considérés sont :

- un modèle de poutre en béton bitumineux en trois couches, de structure : 25 mm BBSG + 50 mm BBSG + 25 mm BBSG,
- un modèle de poutre composite en trois couches, de structure : 25 mm matériau composite + 50 mm BBSG + 25 mm matériau composite.

5.1.4.1 Modèle de poutre tri-couches en BBSG (modèle 3NR)

L'identification des paramètres de Bodin est faite au niveau de sollicitation $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$. Les paramètres d'endommagement de la loi de Bodin résultants sont : $\alpha_1 = 2,1 \cdot 10^{-16}$, $\alpha_2 = 0,95$ et $\alpha_3 = 1,6$. Le paramètre $\beta = 4,3$ identifié expérimentalement avec $\beta = A_1 - 1$ où $A_1 \cong 5,3$ est la pente de la droite de fatigue du BBSG. Ce groupe de paramètres d'endommagement appelé paramètres 3 est défini pour chacune des trois couches de la poutre. Le comportement en fatigue est simulé avec les paramètres 3 aux niveaux $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon_6 = 127 \mu\text{m/m}$. Les durées de vies en fatigue calculées par la droite de fatigue sont prédites avec une très bonne précision (différence maximale entre les valeurs prédites et calculées $\approx 1,62\%$, tableau 5.3).

ε [$\mu\text{m/m}$]	$N_{f,NR}$ [cycles]	$N_{f,dr.fat.NR}$ [cycles]	$N_{f,Bodin.3NR}$ [cycles]	$\left(\frac{N_{f,Bodin.3NR} - N_{f,NR}}{N_{f,NR}} \right) \cdot 100\%$	$\left(\frac{N_{f,Bodin.3NR} - N_{f,dr.fat.NR}}{N_{f,dr.fat.NR}} \right) \cdot 100\%$
150	257 873	242 903	243 500	-5,57%	0,24%
135	414 752	420 700	427 500	3,07%	1,62%
115	1 034 305	1 000 000	1 008 000	- 2,54%	0,80%

Tableau 5.3 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $D = 0,5$ du BBSG avec le modèle 3NR

Où :

$N_{f,NR}$ - durée de vie en fatigue expérimentale moyenne des éprouvettes non renforcées à $\varepsilon = ct$.

$N_{f,dr.fat.NR}$ - durée de vie en fatigue calculée par la droite de fatigue du béton bitumineux non-renforcé à $\varepsilon = ct$.

$N_{f,Bodin.3NR}$ - durée de vie en fatigue prédites par le modèle de Bodin 3NR à $\varepsilon = ct$.

Toutes les courbes de simulation sont présentées dans la figure 5.5. Elles sont complètement encadrées entre les courbes E/E_i expérimentales minimales et maximales à chaque niveau de déformation, sauf la courbe de simulation d'endommagement à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, qui est située en dessous des courbes expérimentales quand le rapport E/E_i est compris dans l'intervalle (1 ; 0,76).

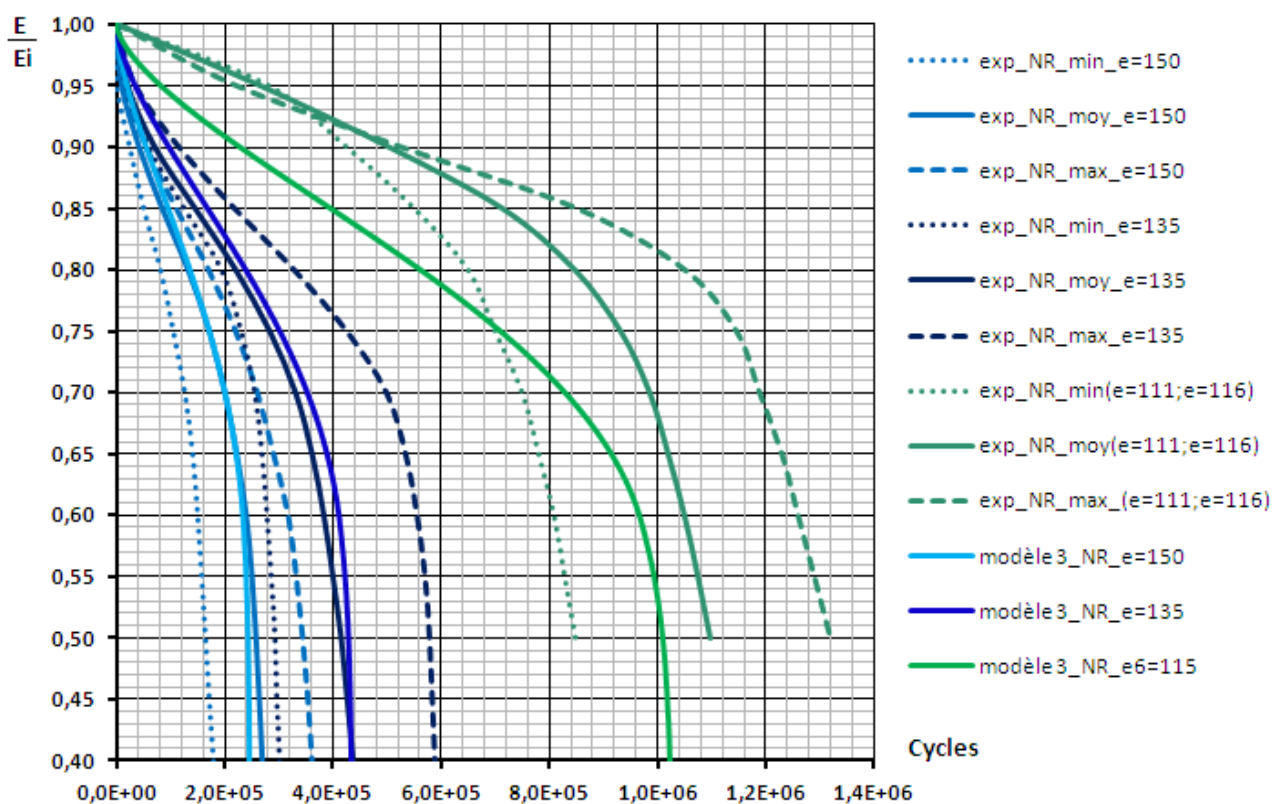


Figure 5.5 Simulation de l'endommagement du BBSG avec le modèle 3NR, structure tri-couche, paramètres 3, aux niveaux $\varepsilon = 150, 135, 115 \mu\text{m/m}$

5.1.4.2 Modèle de poutre tri-couches en matériau composite (modèle 4R)

Le modèle tri-couche de la poutre en béton bitumineux renforcée par géo-grille (modèle 4R) est construit à partir du modèle tri-couches de la poutre en béton bitumineux de paramètres 3 (modèle 3NR). Dans ce modèle, le comportement en fatigue de la première et la dernière couche de la poutre de 25 mm est décrit par une loi de Bodin avec un nouveau groupe de paramètres 4. Le comportement en fatigue de la couche du milieu de la poutre de 50 mm est

décrit par la loi de Bodin de paramètres 3. Nous avons cherché à modifier un nombre minimum des paramètres entre les groupes des paramètres 3 et 4 pour représenter l'influence du renfort. Ainsi, le seul paramètre qui change est α_1 .

L'identification du groupe des paramètres 4 de couches en matériau composite est faite à partir des courbes moyennes des résultats des essais de fatigue effectués sur les poutres composites au niveau de sollicitation $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$. Les paramètres d'endommagement de la loi de Bodin résultants pour le matériau composite sont : $\alpha_1 = 3,35 \cdot 10^{-16}$, $\alpha_2 = 0,95$, $\alpha_3 = 1,6$. Le paramètre $\beta = 4,3$ est identifié expérimentalement à l'aide de la pente de la droite de fatigue du BBSG non-renforcé. A l'aide des groupes des paramètres 3 et 4, le comportement en fatigue de la poutre composite est simulé aux niveaux de déformation : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon_6 = 127 \mu\text{m/m}$. Toutes les courbes de simulation sont présentées dans la figure 5.6.

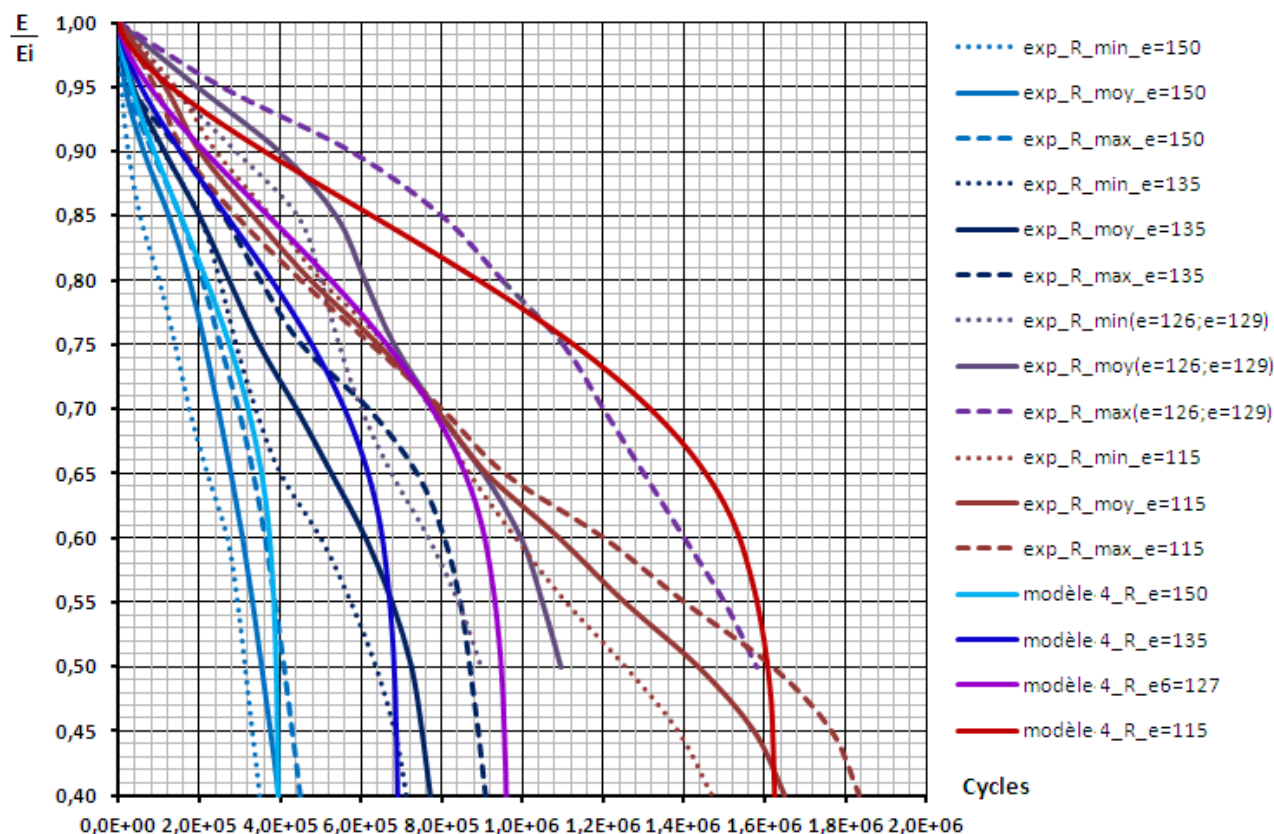


Figure 5.6 Simulation de l'endommagement du BBSG (NR) avec le modèle 4R, structure tri-couche, paramètres 4, niveaux $\varepsilon = 150, 135, 127, 115 \mu\text{m/m}$

Les courbes d'évolution du rapport de rigidité E/E_i sont encadrées par les courbes expérimentales minimales et maximales aux niveaux de déformation $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$. Au niveau $\varepsilon_6 = 127 \mu\text{m/m}$, la courbe d'évolution E/E_i du modèle est située en dessous des courbes expérimentales pour E/E_i compris dans l'intervalle (1 ; 0,815). Au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$, la courbe d'évolution E/E_i du modèle est située au-dessus des évolutions

expérimentales pour E/E_i compris dans l'intervalle (1 ; 0,5). Par rapport au modèle 2R à ce niveau de déformation, la courbe de simulation du modèle 4R est encadrée entre les courbes minimales et maximales expérimentales à partir de $E/E_i = 0,5$.

Les durées de vies en fatigue calculées par la droite de fatigue sont prédites avec une assez bonne précision (différence maximale entre les valeurs prédites et calculées $\approx 9,7\%$, tableau 5.4).

ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$N_{f,R}$ [cycles]	$N_{f,dr.fat.R}$ [cycles]	$N_{f,Bodin.4R}$ [cycles]	$\left(\frac{N_{f,Bodin.4R} - N_{f,R}}{N_{f,R}} \right) \cdot 100\%$	$\left(\frac{N_{f,Bodin.4R} - N_{f,dr.fat.R}}{N_{f,dr.fat.R}} \right) \cdot 100\%$
150	354 240	374 942	389 000	9,81%	3,75%
135	724 416	698 343	682 500	- 5,76%	-2,27%
127	$\approx 1\ 122\ 783$	1 000 000	948 500	- 15,52%	-5,15%
115	1 435 665	1 779 408	1 607 000	11,93%	9,69%

Tableau 5.4 Prédiction de la durée de vie en fatigue à $D = 0,5$ du composite avec le modèle 4R

Où :

$N_{f,R}$ - durée de vie en fatigue expérimentale moyenne des éprouvettes renforcées à $\varepsilon = \text{ct}$.

$N_{f,dr.fat.R}$ - durée de vie en fatigue calculée par la droite de fatigue du béton bitumineux renforcé à $\varepsilon = \text{ct}$.

$N_{f,Bodin.4R}$ - durée de vie en fatigue prédite par le modèle de Bodin 4R à $\varepsilon = \text{ct}$.

5.1.5 Présentation des résultats de modélisation et des résultats expérimentaux de fatigue 4PB par niveau de déformation testée

Cette partie expose les résultats expérimentaux et les résultats de modélisation obtenus pour les matériaux testés à chaque niveau de déformation. Ce type de représentation permet de comparer l'évolution de l'endommagement du BBSG avec l'évolution de l'endommagement du composite pour le même niveau de déformation, ainsi que les résultats de modélisation. L'évolution du rapport de rigidité E/E_i est représenté jusqu'à $E/E_i = 0,3$ aux niveaux $\varepsilon = 135 \mu\text{m}/\text{m}$ et $\varepsilon = 150 \mu\text{m}/\text{m}$, jusqu'à $E/E_i = 0,4$ au niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m}/\text{m}$ et jusqu'à $E/E_i = 0,5$ au niveau $\varepsilon = 127 \mu\text{m}/\text{m}$. Les valeurs sont en fonction de la durée des essais effectués à $\varepsilon = \text{ct}$.

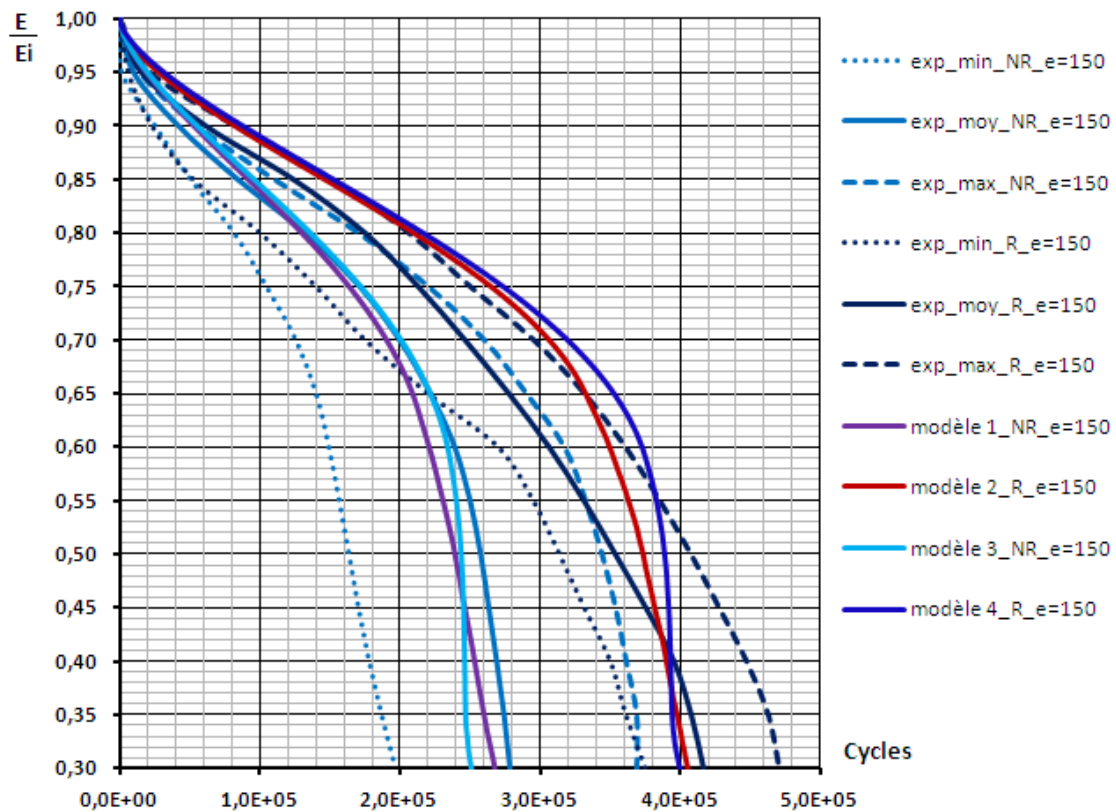


Figure 5.7 Evolutions de l'endommagement des poutres NR et R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 1NR, 2R, 3NR et 4R au niveau $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$

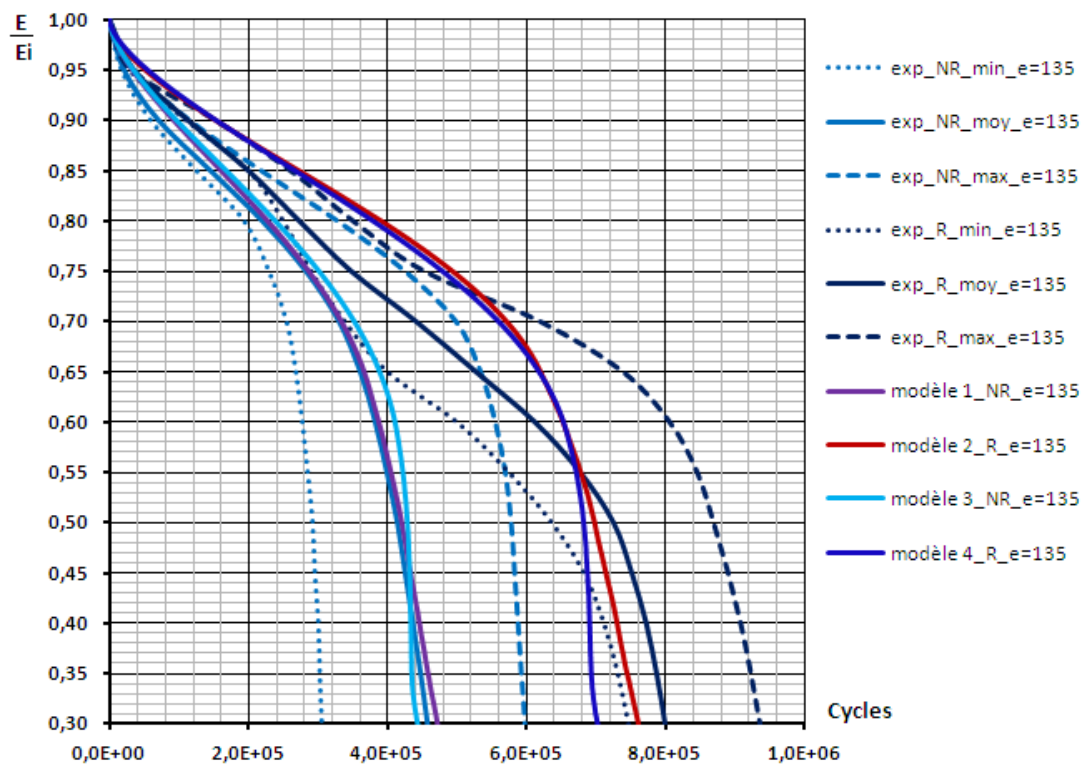


Figure 5.8 Evolutions de l'endommagement des poutres NR et R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 1NR, 2R, 3NR et 4R au niveau $\epsilon = 135 \mu\text{m/m}$

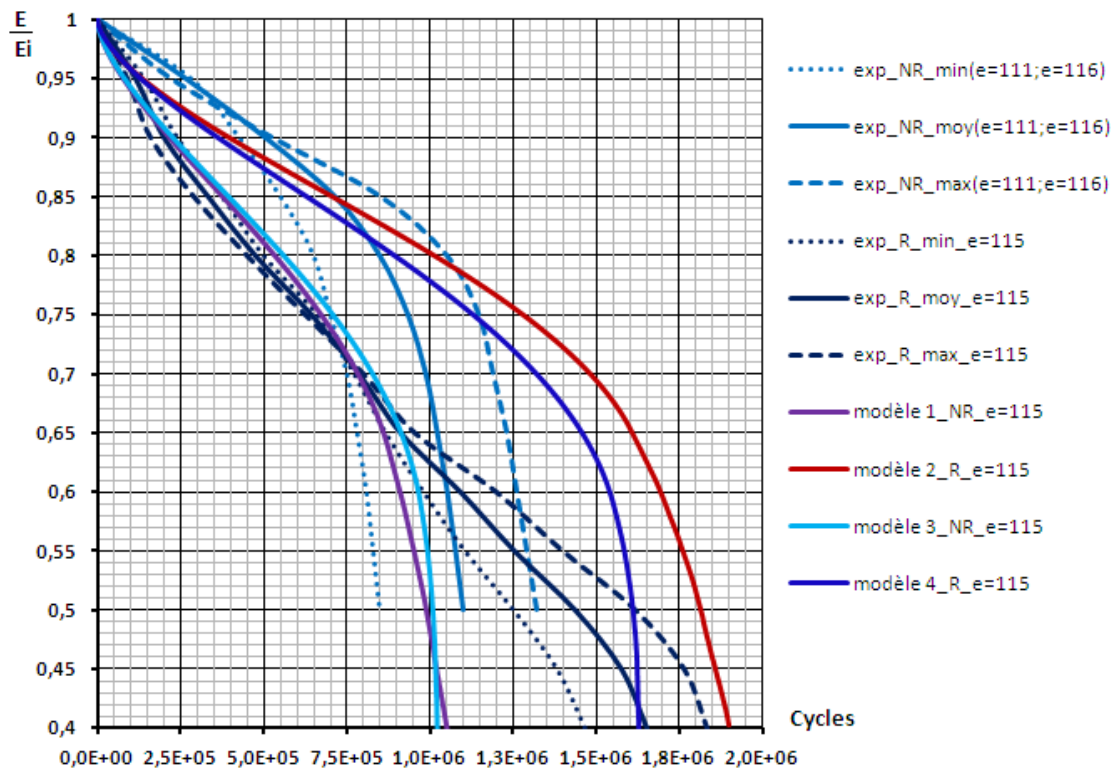


Figure 5.9 Evolutions de l'endommagement des poutres NR et R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 1NR, 2R, 3NR et 4R au niveau $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$

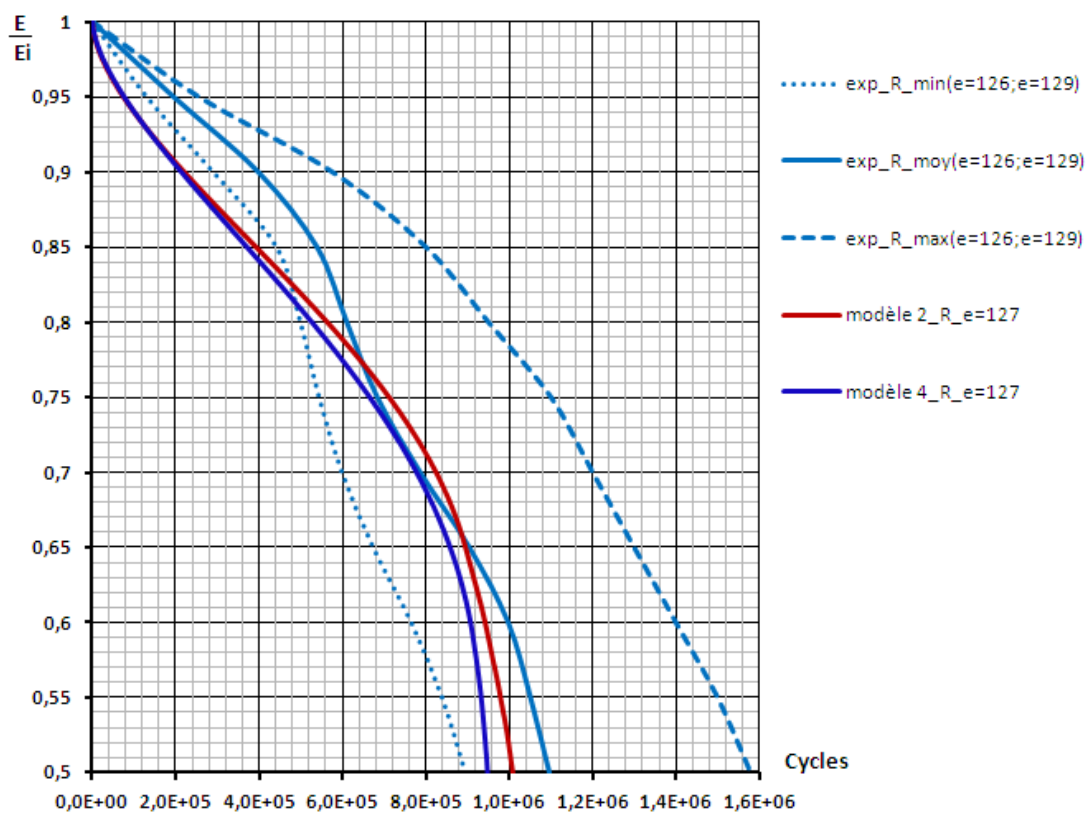


Figure 5.10 Evolutions de l'endommagement des poutres R et prédiction de l'endommagement avec les modèles 2R et 4R au niveau $\epsilon = 127 \mu\text{m/m}$

5.1.6 Analyse cartographique de l'évolution de l'endommagement dans les 4 modèles

L'évolution de l'endommagement est représentée sous forme de cartographies. Les cartographies correspondent aux champs d'endommagement calculés avec les 4 modèles de paramétrage résumé dans le tableau 5.5.

Le niveau de déformation choisi pour les représentations est $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$. Il s'agit du niveau le plus élevé de sollicitation qui engendre les durées de vie en fatigue les plus courtes et ainsi un nombre des cartographies plus réduit que pour les autres niveaux. Les figures montrées dans les Annexes E1, E2, E3 et E4, présentent les cartographies d'endommagement tous les 50 000 cycles pour chaque de 4 modèles et donnent une idée de l'évolution de l'endommagement au sein des matériaux. Dans cette partie nous avons sélectionné parmi toutes les cartographies d'endommagement celles correspondant à 250 000 cycles, respectivement la durée de vie en fatigue du béton bitumineux non-renforcé.

La comparaison des cartographies d'endommagement entre le modèle monocouches non-renforcé 1NR et celui renforcé 2R de la figure 5.11 met en évidence qu'après le même nombre de cycles de chargement, la géo-grille a retardé la propagation de l'endommagement au sein du matériau composite, ou l'endommagement est plus faible par rapport à celui du modèle non-renforcé. La même chose est observée lors de la comparaison des cartographies d'endommagement de modèles tri-couches de la figure 5.12.

La comparaison de cartographies d'endommagement entre les modèles monocouche et les modèles tri-couches dans les figures 5.13 et 5.14 montre que l'endommagement se propage différemment entre les deux catégories de modèles. Dans le cas des modèles monocouche, la propagation de l'endommagement de la partie centrale de la poutre se fait à partir du bas et du haut de la poutre vers le milieu. Dans le cas des modèles tri-couches, la propagation de l'endommagement de la partie centrale de la poutre se fait à partir du bas et du haut de la poutre vers le milieu jusqu'à atteindre l'interface avec la couche du milieu et ensuite l'endommagement se propage horizontalement (au long de l'interface) dans les couches supérieure et inférieure, et très peu dans la couche du milieu. Cette propagation correspond mieux au mode de fonctionnement des interfaces rigides comme la géo-grille, qui est supposée diffuser les efforts au niveau de l'interface entre les couches et de dévier la propagation de l'endommagement (fissures) parallèlement à l'interface [Nguyen et al., 2013]. Les modèles tri-couches présentent ainsi un endommagement plus homogène dans la couche supérieure et inférieure de la poutre soumise en flexion alternée. Les mêmes observations sont faites après l'analyse des cartographies d'autres niveaux de déformation testés.

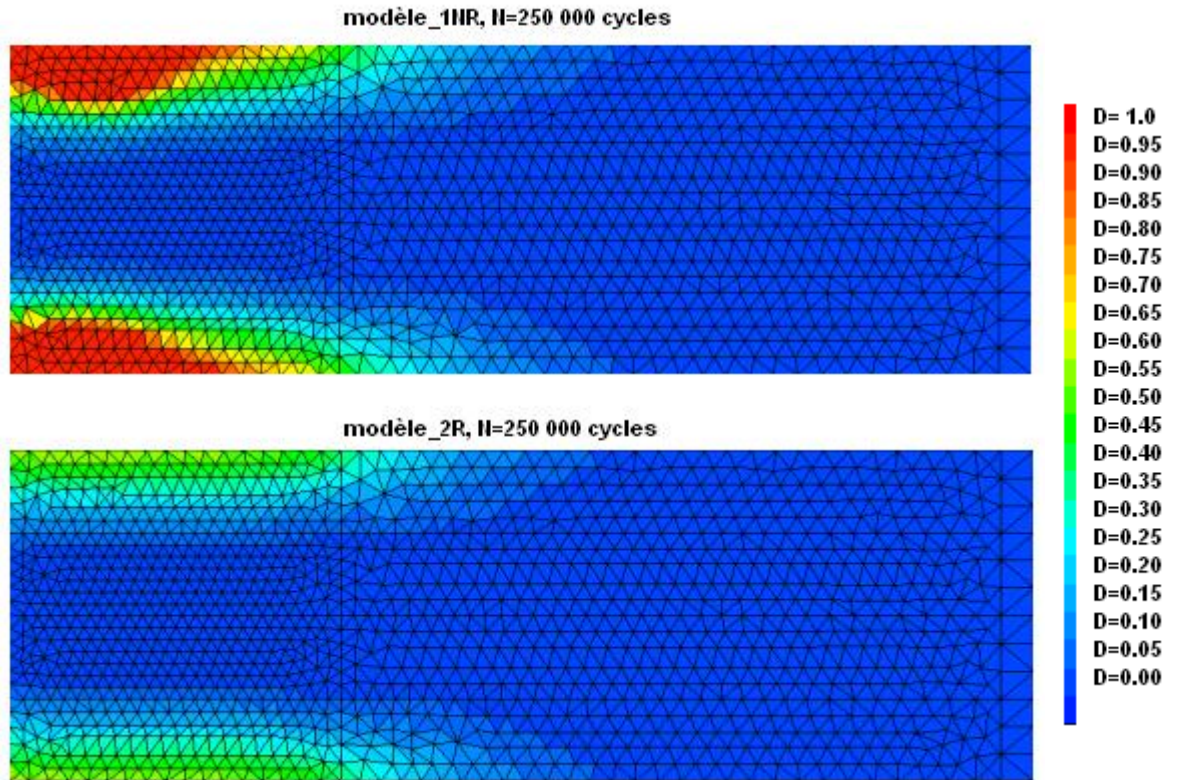


Figure 5.11 Comparaison de l'endommagement entre les modèles monocouche 1NR et 2R, à $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$

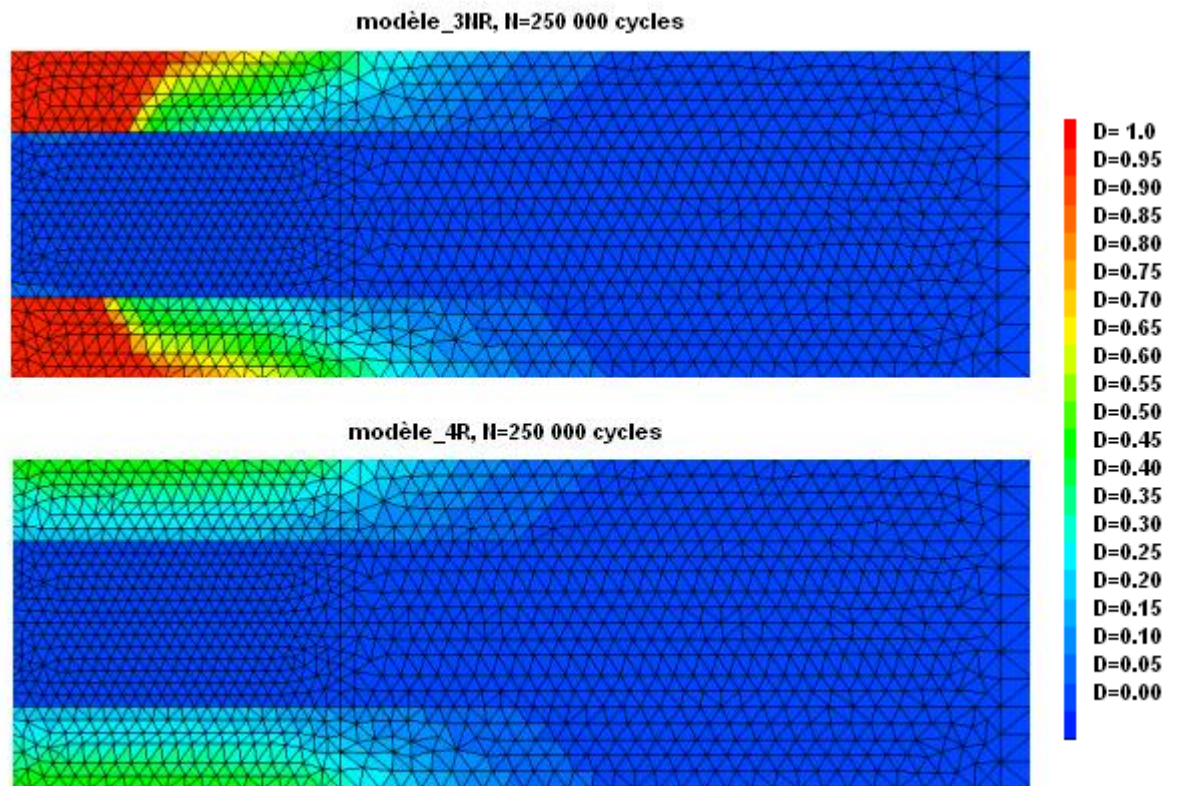


Figure 5.12 Comparaison de l'endommagement entre les modèles tri-couches 3NR et 4R, à $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$

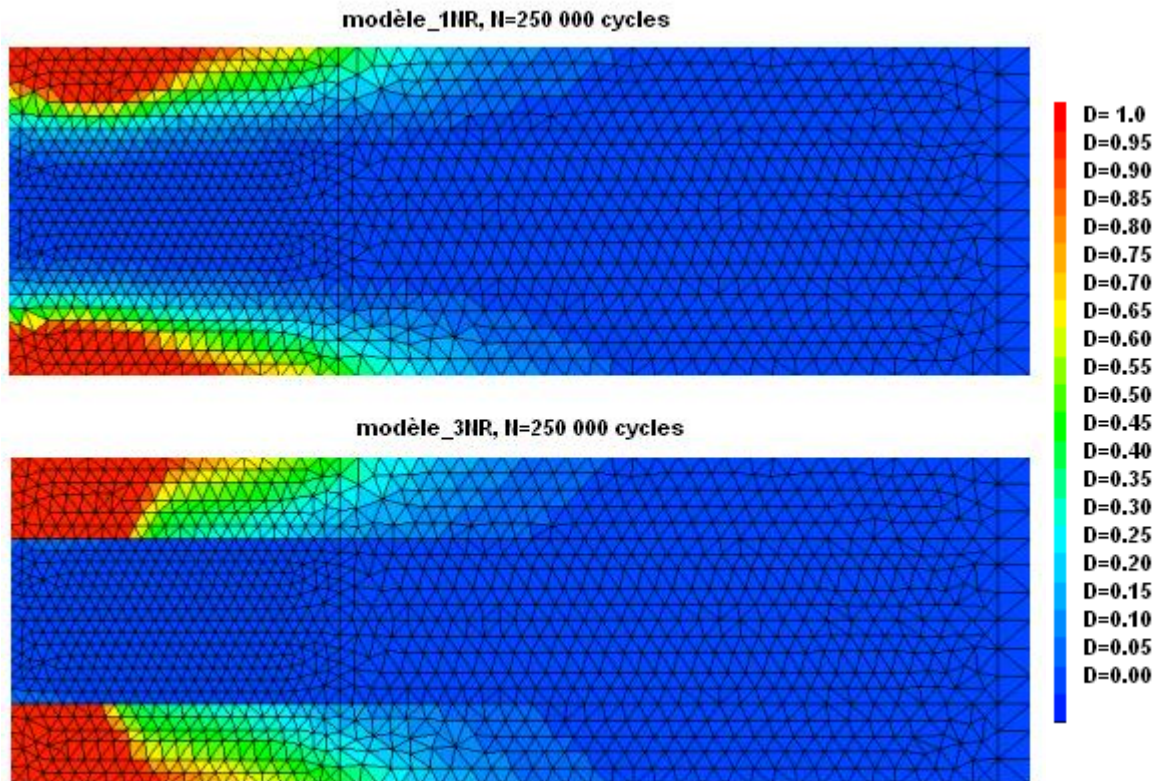


Figure 5.13 Comparaison de l'endommagement entre le modèle monocouche 1NR et le modèle tri-couches 3NR, à $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$

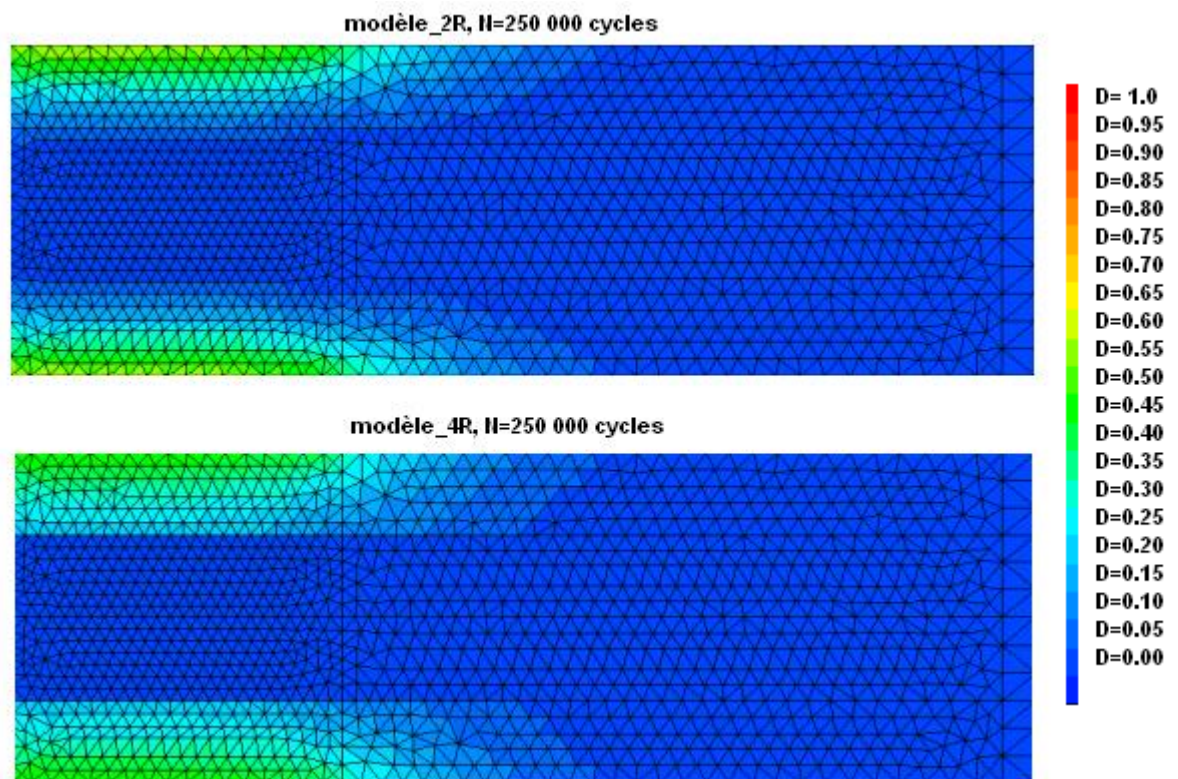


Figure 5.14 Comparaison de l'endommagement entre le modèle monocouche 2R et le modèle tri-couches 4R, à $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$

5.1.7 Comparaison de 4 modèles et conclusions de la modélisation avec le modèle de Bodin

Le tableau 5.5 rappelle les 4 modèles d'évolution d'endommagement et leurs paramètres.

Paramètres d'endommagement	Modèles monocouche		Modèles tri-couches	
	BBSG	Composite	BBSG	Composite
Matériau	BBSG	Composite	BBSG	Composite
Nom du modèle	modèle 1NR	modèle 2R	modèle 3NR	modèle 4R
Géométrie, maillage et conditions aux limites	Idem fig 5.1	Idem fig 5.1	Idem fig 5.1	Idem fig 5.1
Paramètres de Bodin identifiés sur les essais 4PB	paramètres 1 $\alpha_1 = 1,6 \cdot 10^{-16}$ $\alpha_2 = 0,95$ $\alpha_3 = 1,6$ $\beta = 4,3$	paramètres 2 $\alpha_1 = 1 \cdot 10^{-18}$ $\alpha_2 = 0,9$ $\alpha_3 = 1,7$ $\beta = 4,9$	paramètres 3 $\alpha_1 = 2,1 \cdot 10^{-16}$ $\alpha_2 = 0,95$ $\alpha_3 = 1,6$ $\beta = 4,3$	paramètres 4 $\alpha_1 = 3,35 \cdot 10^{-16}$ $\alpha_2 = 0,95$ $\alpha_3 = 1,6$ $\beta = 4,3$

Tableau 5.5 Synthèse des paramètres de Bodin pour les modèles d'endommagement

Comparaison des modèles par rapport à la prédiction de l'endommagement

La comparaison entre les résultats de la modélisation avec le modèle de Bodin à travers les 4 modèles et les résultats des essais expérimentaux de fatigue en 4PB, a mis en évidence que le modèle de Bodin permet de prédire la durée de vie en fatigue du béton bitumineux ainsi que du béton bitumineux renforcé par géo-grille.

En ce qui concerne l'évolution d'endommagement, les modèles 1NR et 3NR reproduisent parfaitement les trois phases d'endommagement en fatigue du béton bitumineux, les évolutions d'endommagement exprimée comme l'évolution du rapport E/E_i étant très proches des évolutions moyennes expérimentales. Les deux modèles donnent des résultats comparables.

L'évolution de l'endommagement du béton bitumineux renforcé par grilles en fibre de verre est prédite assez bien à l'aide des modèles 2R et 4R. Les évolutions d'endommagement E/E_i sont situées entre les courbes expérimentales minimales et maximales à tous les niveaux de sollicitation testés sauf le niveau $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$. Ceci peut s'expliquer par le nombre réduit de 2 essais effectués à ce niveau. Toutefois, le modèle 4R prédit à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ une durée de vie en fatigue située entre les durées de vie en fatigue expérimentales minimale et maximale, ce qui permet de dire que les prédictions sont correctes. Lors de l'analyse cartographique de l'endommagement présenté au point précédant, on a pu observer que la propagation de

l'endommagement dans le modèle 4R correspond mieux à la propagation de l'endommagement au sein d'un matériau composite comportant une interface rigide (la géo-grille).

Comparaison des modèles par rapport aux besoins en termes d'essais nécessaires à l'identification des paramètres

Chaque modèle monocouche a ses propres paramètres d'endommagement de Bodin (α_1 , α_2 , α_3 , β), et pour les identifier il est nécessaire de connaître la pente de la droite de fatigue de chaque matériau. Pour estimer la droite de fatigue d'un matériau, d'après les normes [EN 12 697-24, 2012] il est nécessaire d'effectuer un minimum de 18 essais de fatigue, respectivement 3 niveaux de sollicitation avec 6 essais par niveau. Il résulte ainsi un nombre minimum de 36 essais de fatigue nécessaires afin d'identifier les 8 paramètres d'endommagement nécessaires dans la modélisation à l'aide des modèles monocouche (tableau 5.5).

L'intérêt des modèles tri-couches est que la droite de fatigue du béton bitumineux non-renforcé et un minimum 6 essais de fatigue effectués sur le composite à un niveau de déformation fixé sont suffisants pour identifier les paramètres d'endommagement du béton bitumineux et du composite. Premièrement, les paramètres d'endommagement de Bodin (α_1 , α_2 , α_3 , β) du béton bitumineux non-renforcé sont identifiés à partir de la droite de fatigue du matériau. Deuxièmement, le paramètre α_1 du composite est identifié à partir de la courbe moyenne des résultats expérimentaux effectués sur des éprouvettes composites à un niveau de sollicitation, avec l'utilisation des paramètres α_2 , α_3 et β du béton bitumineux non-renforcé. Ensuite, le comportement en fatigue du composite est prédit à d'autres niveaux de déformation. Ainsi, le nombre d'essais nécessaires pour identifier les paramètres d'endommagement de Bodin est réduit significativement par rapport aux modèles monocouche, respectivement de 36 essais à 24 essais. Comme il y a 3 paramètres communs entre le modèle du béton bitumineux non-renforcé et renforcé, le nombre des paramètres d'endommagement de Bodin à identifier est réduit de 8 paramètres à 5 paramètres.

5.1.8 Perspectives de modélisation avec le modèle de Bodin

Les perspectives de modélisation du comportement en fatigue du béton bitumineux renforcé par géo-grille à l'aide du modèle de Bodin sont orientées vers une structure en cinq couches.

Le modèle en cinq-couches serait construit sur la même hypothèse des modèles tri-couches, qui considèrent que la géo-grille exerce son rôle de renforcement sur une zone d'influence du béton bitumineux qui l'entoure. Le béton bitumineux de cette zone est traité comme un composite qui a des caractéristiques en fatigue améliorées par rapport à celles du béton bitumineux hors de la zone. L'épaisseur de la zone d'influence de géo-grilles serait variable et

différente de l'épaisseur des couches supérieures et inférieures de 25 mm des poutres tri-couches fabriquées en laboratoire.

Deux structures de modèle sont proposées : 15 mm BBSG + 10 mm matériau composite + 50 mm BBSG + 10 mm matériau composite + 15 mm BBSG ou bien une zone d'influence étendue sur une partie de la couche de milieu comme : 15 mm BBSG + 15 mm matériau composite + 40 mm BBSG + 15 mm matériau composite + 15mm BBSG.

5.2 Prédiction de l'endommagement en fatigue avec le modèle de Castro-Sanchez

Cette partie présente l'application du modèle d'endommagement en fatigue de Castro-Sanchez pour la prédiction de l'endommagement en fatigue du béton bitumineux non-renforcé et renforcé.

On rappelle les modèles d'endommagement de Castro-Sanchez identifiés lors du chapitre 4, au point 4.2.7.

- pour le BBSG (éq. 4.26) :

$$\ln N = 39,253 - 5,293 \ln \varepsilon + 0,47 \ln D$$

- pour le composite (éq. 4.27) :

$$\ln N = 43,008 - 5,905 \ln \varepsilon + 0,84 \ln D$$

Les deux équations sont écrites sous les formes :

- pour le BBSG :

$$\ln D = \frac{\ln N - 39,253 + 5,293 \ln \varepsilon}{0,47} \quad (5.5)$$

- pour le composite :

$$\ln D = \frac{\ln N - 43,008 + 5,905 \ln \varepsilon}{0,84} \quad (5.6)$$

Les représentations se font dans l'espace D/N, respectivement endommagement D et le nombre de cycles N. On rappelle l'équation 1.12 (chapitre 1) qui relie l'endommagement au rapport de rigidités est : $D = 1 - \frac{E}{E_i}$.

Les courbes d'évolution de l'endommagement du modèle sont comparées avec les courbes moyennes expérimentales d'évolution de l'endommagement à chaque niveau de sollicitation ϵ . Les valeurs d'endommagement expérimentales suivantes sont considérées pour les prédictions du modèle : $D = 0,05 ; 0,1 ; 0,15 ; 0,20 ; 0,25 ; 0,30 ; 0,35 ; 0,40 ; 0,45 ; 0,5 ; 0,55 ; 0,60 ; 0,65 ; 0,7 ; 0,75$. Chaque valeur de D représente un niveau de calcul et le pas de calcul est considéré de 0,05.

Le nombre des niveaux de calcul dépend des données expérimentales des essais 4PB et varie entre 10 et 15. Plus précisément, pour les essais de fatigue 4PB qui ont été arrêtés (finis) à $D = 0,5$ (ou bien $E/E_i = 0,5$) et dont on dispose de l'évolution de l'endommagement jusqu'au moment $D = 0,5$, le nombre de niveaux de calcul est de 10. Le nombre des niveaux de calcul de 15 correspond aux essais de fatigue arrêtés (finis) à $D = 0,75$ ou bien $E/E_i = 0,25$.

Le nombre des cycles correspondant à chaque valeur d'endommagement est celui de la courbe moyenne expérimentale à chaque niveau de déformation, pour le béton bitumineux et pour le composite.

5.2.1 Prédiction de l'endommagement en fatigue du BBSG avec le modèle de Castro-Sanchez

Les figures 5.15, 5.16 et 5.17 présentent l'application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez (éq.5.5) pour la prédiction de l'endommagement du béton bitumineux non-renforcée (NR).

Le modèle n'arrive pas à reproduire les trois phases d'endommagement du béton bitumineux, mais les valeurs de l'endommagement prédites restent toutefois proches des valeurs expérimentales. Les tableaux d'application du modèle pour le calcul de l'endommagement D 0,05 jusqu'à la valeur maximale de 0,75 à chaque pas de calcul sont présentés en Annexe H1. Les écarts types moyens S entre les valeurs d'endommagement prédites et les valeurs d'endommagement expérimentales sont acceptables (tableau 5.6).

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_{i,Castro-Sanchez} - D_{i,expérimental})^2}{n}} \quad (4.18)$$

Où :

$D_{i,Castro-Sanchez}$ - endommagement prédit avec le modèle de Castro-Sanchez au pas de calcul i ,

$D_{i,expérimental}$ - endommagement expérimental moyen au pas de calcul i ,

n - nombre de niveaux de calcul d'endommagement considérés, en fonction de résultats expérimentaux, $n \in (10 ; 15)$.

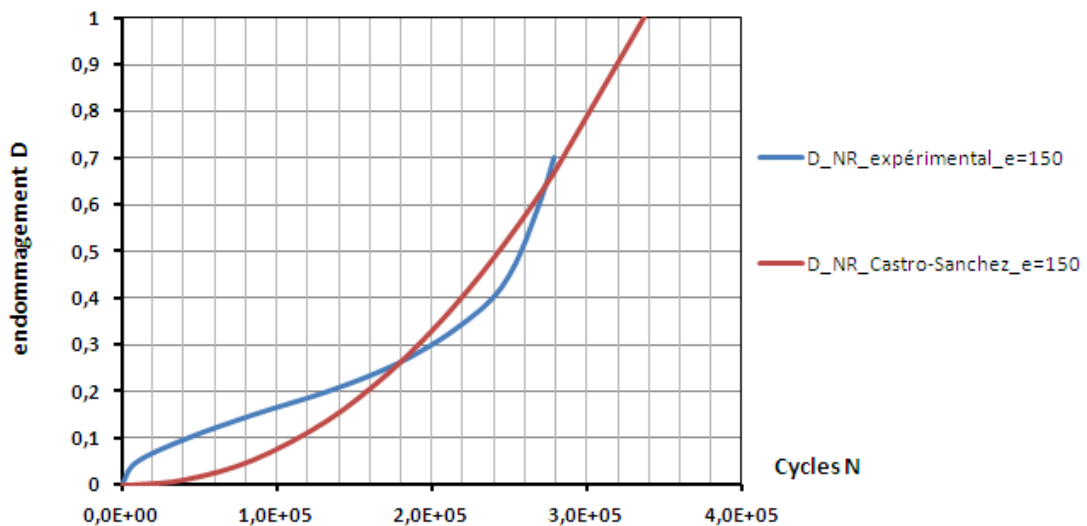


Figure 5.15 Prédiction de l'endommagement du BBSG (NR) à $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

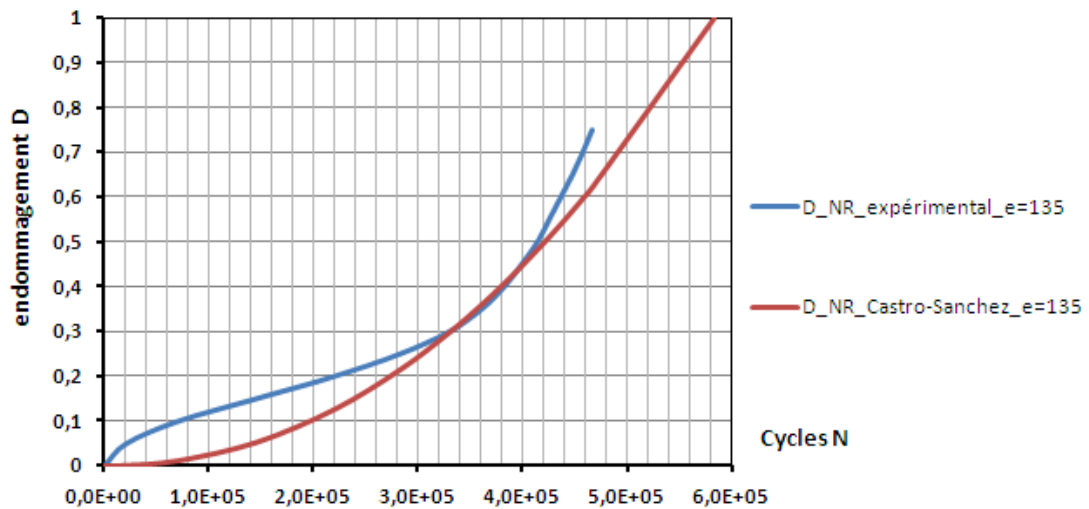


Figure 5.16 Prédiction de l'endommagement du BBSG(NR) à $\epsilon = 135 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

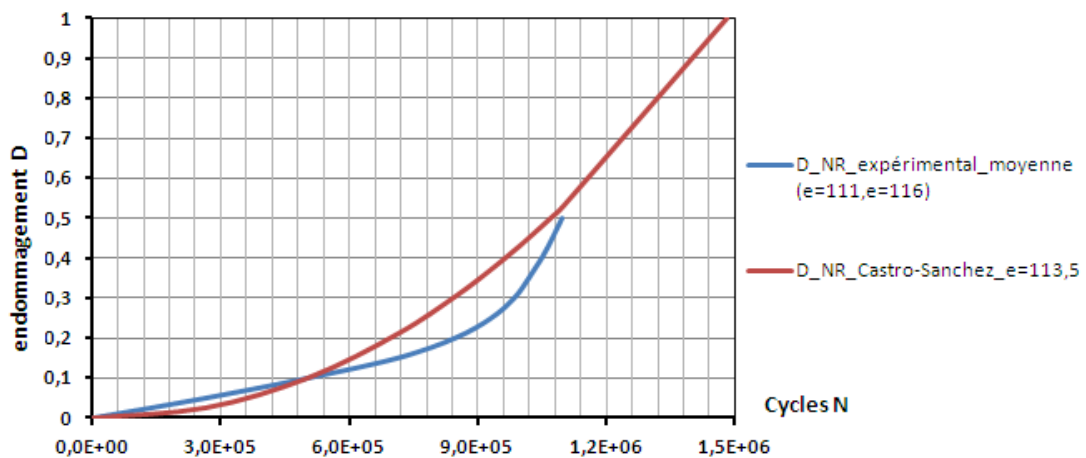


Figure 5.17 Prédiction de l'endommagement du BBSG (NR) à $\epsilon = 113,5 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

Niveau de sollicitation ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Niveaux de calcul d'endommagement n	$D_{\text{Castro-Sanchez}}$ pour $D_{\text{expérimental}} = 0,5$	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_{i,\text{Castro-Sanchez}} - D_{i,\text{expérimental}})^2}{n}}$
150	14	0,567	0,060
135	15	0,485	0,065
(111 ; 116)	10	0,529	0,081

Tableau 5.6 Prédiction du modèle de Castro-Sanchez à $D = 0,5$ et calcul de l'écart type pour le BBSG

5.2.2 Prédiction de l'endommagement en fatigue du composite avec le modèle de Castro-Sanchez

Les figures 5.18, 5.19, 5.20 et 5.21 présentent l'application du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez (éq. 5.6) pour la prédiction de l'endommagement du béton bitumineux renforcée par géo-grilles (R).

Semblablement au modèle du béton bitumineux non-renforcé, ce modèle n'arrive pas à reproduire les trois phases d'endommagement du béton bitumineux, mais les valeurs de l'endommagement prédites restent toutefois proches des valeurs expérimentales. Les tableaux de calcul du modèle sont présentés en Annexe H2. Les écarts types moyens S entre les valeurs d'endommagement prédites et les valeurs d'endommagement expérimentales restent acceptables (tableau 5.7).

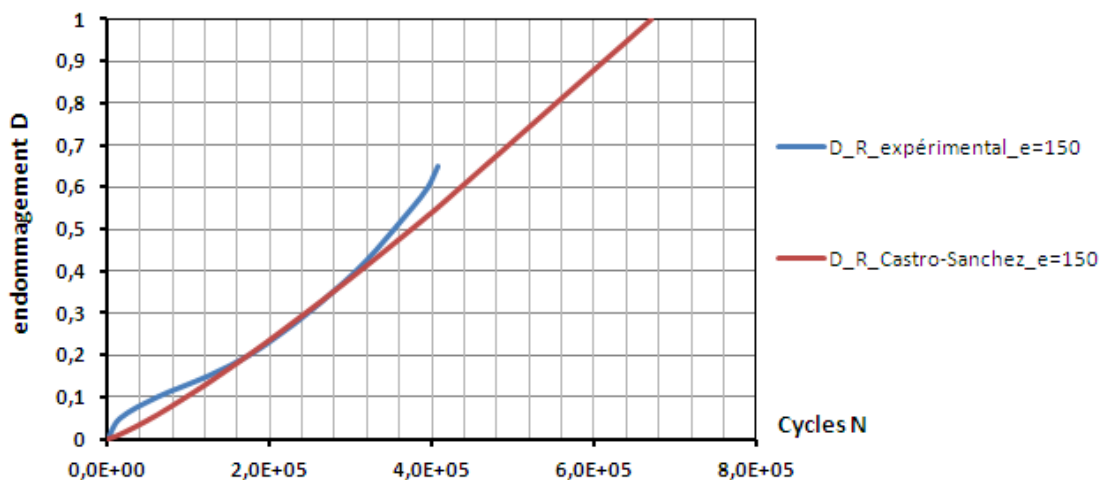


Figure 5.18 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 150 \mu\text{m}/\text{m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

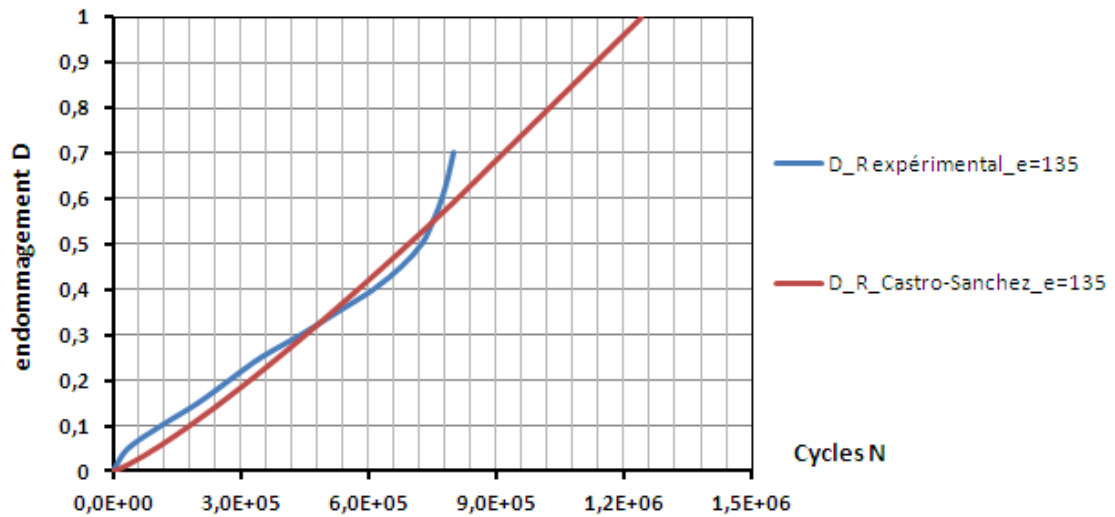


Figure 5.19 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

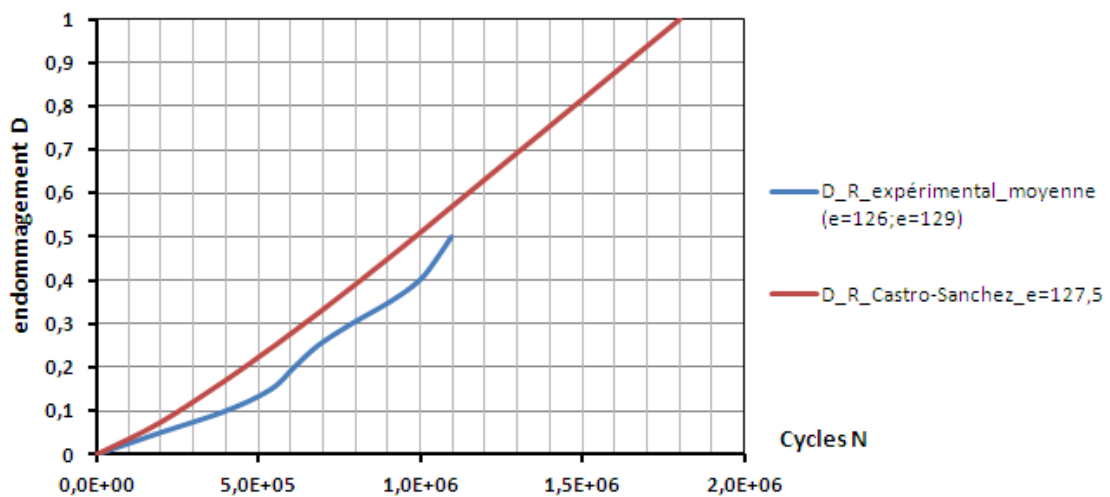


Figure 5.20 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 127,5 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

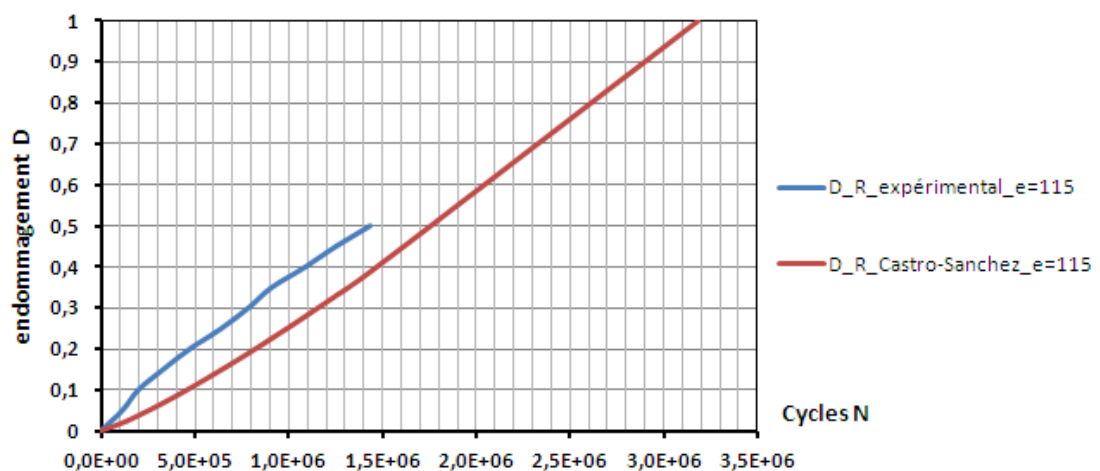


Figure 5.21 Prédiction de l'endommagement du composite (R) à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$ avec le modèle de Castro-Sanchez

Niveau de sollicitation ε [$\mu\text{m/m}$]	Niveaux de calcul d'endommagement n	$D_{\text{Castro-Sanchez}}$ pour $D_{\text{expérimental}} = 0,5$	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_{i,\text{Castro-Sanchez}} - D_{i,\text{expérimental}})^2}{n}}$
150	13	0,527	0,040
135	14	0,468	0,044
127,5	10	0,569	0,083
115	10	0,387	0,100

Tableau 5.7 Prédiction du modèle de Castro-Sanchez à $D = 0,5$ et calcul de l'écart type pour le composite

5.2.3 Conclusions et pertinence du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez

La comparaison entre les prédictions de l'endommagement avec les évolutions de l'endommagement expérimentales effectués dans les points précédents a montré que le modèle de Castro-Sanchez n'arrive pas à reproduire les trois phases d'endommagement classiques qui caractérisent le comportement en fatigue des enrobés bitumineux. Néanmoins, les valeurs d'endommagement prédites restent proches de valeurs expérimentales et fournissent une idée de l'évolution de l'endommagement en dehors de la valeur $D = 0,5$, correspondant à la durée de vie en fatigue, calculée par la droite de fatigue.

L'intérêt principal du modèle vient du fait qu'il permet d'estimer le nombre de cycles à la rupture du matériau testé, ce qui n'est pas possible par la droite de fatigue. Les paramètres sont facilement indentifiables sur les résultats expérimentaux de fatigue (droite de fatigue) et la prédiction de l'endommagement se fait par un calcul simple qui ne nécessite pas l'emploi d'un calcul en éléments finis (Annexe H). Cette simplicité d'application conduit à envisager une possibilité d'utilisation dans la pratique.

Conclusions générales

La méthode de dimensionnement des chaussées s'appuie sur l'étude de la durée de vie en fatigue conventionnelle, correspondant au nombre de cycles nécessaires pour atteindre la moitié du module de rigidité initial du matériau ou $E/E_i = 0,5$. La pratique a montré que la durée de vie d'un béton bitumineux employé habituellement dans la couche de surface de chaussées est augmentée par l'utilisation d'un renforcement de type grille en fibre de verre. Malgré ceci, avant le début de ce travail il n'existait pas d'étude de laboratoire complète qui puisse soutenir les observations faites dans la pratique et donner une estimation de l'effet apporté par l'emploi d'une géo-grille à la base de la couche bitumineuse. Le sujet de cette thèse est né dans ce contexte et a visé la caractérisation du comportement en fatigue du matériau composite formé de béton bitumineux et géo-grille.

Ce travail de thèse a permis d'étudier l'effet de la grille en fibre de verre CIDEX 100 SB sur le comportement en fatigue du béton bitumineux semi-grenu testé de type BBSG 0/10 classe 3. L'étude a été faite au moyen d'une campagne expérimentale comportant 38 essais de fatigue en flexion en quatre points et à l'aide de la modélisation aux éléments finis. Un nombre d'essais de module de rigidité a été effectué pour caractériser le module de rigidité des matériaux, ce qui a permis d'observer que la grille n'a pas d'influence significative sur le module de rigidité du béton bitumineux à 10°C.

Les essais de fatigue ont été effectués sur des poutres en béton bitumineux non-renforcé (BBSG) et renforcé par deux géo-grilles (composite) de grandes dimensions ($630 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$), à l'aide d'un banc de fatigue prototype, spécialement conçu pour cette étude tout en respectant les normes européennes. Il s'agit des premiers essais de fatigue de type alternée effectués sur des poutres bitumineuses renforcées avec deux géo-grilles en France.

Les résultats expérimentaux ont été utilisés dans le calcul des droites de fatigue du BBSG (droite NR) et du BBSG renforcé par deux géo-grilles CIDEX 100 SB (droite R). A partir des droites de fatigue de forme $\ln N = f(\ln \varepsilon)$, nous avons estimé la valeur ε_6 de chaque des matériaux : $\varepsilon_6 = 115 \text{ } \mu\text{m/m}$ pour le BBSG et $\varepsilon_6 = 127,1 \text{ } \mu\text{m/m}$ pour le composite, soit une augmentation de 10,52%. Le renforcement du béton bitumineux par géo-grille a également un effet sur la pente du matériau non-renforcé dans l'espace $\ln N / \ln \varepsilon$, qui augmente de 5,293 (pente du BBSG) à 5,905 (pente du composite), soit une augmentation de 11,56%.

La comparaison des durées de vies de fatigue expérimentales entre le béton bitumineux renforcé et le non-renforcé, correspondant à un rapport de rigidité $E/E_i = 0,5$, respectivement à l'endommagement $D = 0,5$, a montré une augmentation moyenne (sur les niveaux de déformation testés) d'environ 50%. La comparaison des durées de vies de fatigue prédites par les droites de fatigue des matériaux a montré une augmentation moyenne (sur les niveaux de déformation testés) d'environ 66%. Ces caractéristiques du comportement en fatigue du composite sont des valeurs à prendre en compte dans un calcul de dimensionnement d'une structure de chaussée comportant une couche de surface renforcée par géo-grille.

La modélisation par éléments finis a été faite à l'aide du modèle d'endommagement non-local de D. Bodin, sur la base des résultats expérimentaux de fatigue. Quatre modèles de poutres dans la configuration de flexion en quatre points, respectivement deux modèles pour chaque type de poutre (non-renforcée et renforcée) ont été conçus. Les deux modèles sont un modèle de structure monocouche et un modèle de structure tri-couches.

Les modèles monocouche utilisent un nombre total de 8 paramètres pour prédire l'endommagement des poutres en béton bitumineux et des poutres en composite, respectivement 4 paramètres pour chaque modèle ($\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ et β). L'intérêt des modèles tri-couche vient du nombre de paramètres d'endommagement à identifier qui est réduit de 8 à 5 paramètres pour les 2 modèles. Plus précisément, un seul paramètre d'endommagement est différent entre le modèle de poutre non renforcée (α_1) et celui de la poutre renforcée (α_1'), les autres paramètres (α_2, α_3 et β) restants les mêmes pour les deux modèles. Ce paramètre traduit l'effet de renforcement en fatigue de la grille en fibre de verre. Ceci réduit significativement le nombre d'essais de fatigue à effectuer au moyen de la modélisation par rapport aux modèles monocouche.

Les groupes des paramètres du modèle de Bodin ont été identifiés sur les courbes moyennes expérimentales au niveau $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ et ensuite le comportement en fatigue a été simulé aux autres niveaux de déformation testés. Les durées de vie en fatigue prédites à l'aide des quatre modèles sont assez proches des durées de vie en fatigue expérimentales et des durées de vie en fatigue estimées par la droite de fatigue, à chaque niveau de déformation.

Les évolutions d'endommagements représentées par le rapport de rigidité E/E_i se situent entre les évolutions d'endommagement minimales et maximales expérimentales correspondant aux durées de vie minimales et maximales expérimentales, considérées à chaque niveau de déformation. Les prédictions effectuées à l'aide des modèles des poutres en béton bitumineux non-renforcés confirment que le modèle de Bodin est adapté parfaitement à la prédiction de l'endommagement des bétons bitumineux. Les prédictions effectuées à l'aide des modèles des poutres en béton bitumineux renforcés par géo-grilles montrent que le modèle de Bodin peut être employé dans la prédiction de l'endommagement du composite. Dans ce cas, l'évolution de l'endommagement dépend de la prise en compte du renforcement. Le modèle de structure tri-couches est privilégié au modèle monocouche dans le cas du béton bitumineux renforcé par géo-grilles, parce qu'il décrit mieux la propagation de l'endommagement au sein d'un matériau composite, observation faite lors de l'analyse cartographique d'endommagement. Dans les perspectives de modélisation un modèle de structure en cinq couches est envisageable, avec la considération des différentes épaisseurs d'influence du matériau composite.

La prédiction de l'endommagement a également été simulée à l'aide du modèle d'endommagement de Castro-Sanchez. Les résultats expérimentaux ont servi à l'identification des paramètres du modèle. Ce modèle a permis de prédire le nombre de cycles à la rupture des matériaux, correspondant à l'endommagement $D = 1$. Les rapports entre le nombre de cycles à la rupture et la durée de vie en fatigue (nombre de cycles à $D = 0,5$) ont montré que l'effet du

renforcement de la grille en fibre de verre sur le comportement en fatigue du béton bitumineux s'exerce également dans l'intervalle d'endommagement D de 0,5 à 1. La simplicité d'application du modèle nous fait envisager une possibilité d'utilisation dans la pratique.

Il y a sans aucun doute des progrès à faire dans le domaine de la conception, de l'entretien et du renforcement des chaussées. La connaissance de caractéristiques des matériaux et leur comportement mécanique permet de savoir reconnaître, mesurer et décrire l'état de dégradation d'une chaussée et ensuite employer les modes d'intervention les plus adaptées et prévoir leur nouvelle durée de vie.

Ce travail de thèse a caractérisé le comportement en fatigue du matériau composite formé de béton bitumineux renforcé et géo-grille et a estimé l'apport en fatigue du renforcement par rapport au comportement du béton bitumineux non-renforcé. Cette étude représente un pas en avant pour les recherches menées dans le domaine des chaussées, où les matériaux composites de ce type sont de plus en plus souvent employés.

Pour les entreprises Epsilon Ingénierie et 6D Solutions, ce mémoire de thèse représente un support de travail lors de la réalisation des calculs de dimensionnement des chaussées neuves et des solutions d'entretien des chaussées existantes où la géo-grille étudiée est prévue comme renforcement à la fatigue de la couche de surface en béton bitumineux.

Dans les perspectives de ce travail, les entreprises souhaitent à caractériser le comportement en fatigue d'une autre géo-grille de résistance à la rupture en traction de 50 kN/m, dans la même configuration des essais de fatigue en flexion en quatre points.

Il serait également intéressant d'observer le comportement en fatigue du matériau composite en flexion unidirectionnelle, comme traité dans les articles [1][2][3][4], écrits pendant la thèse lors d'une campagne expérimentale effectuée à Epsilon avec 6D Solutions. Dans ces articles nous avons présenté les résultats de quelques essais de fatigue en flexion unidirectionnelle et de modélisation effectuée à l'aide de César et de Cast3M. Les éprouvettes testées étaient des structures bi-couches renforcées par une géo-grille à l'interface des couches. Un nombre d'essais plus significatif associé à une modélisation adaptée, permettrait de comparer le comportement du béton bitumineux renforcé et non-renforcé sous les deux types de chargement en flexion, respectivement : unidirectionnelle et alternée.

Bibliographie

[**Agostinacchio et Fiori, 2007**] - AGOSTINACCHIO, M., FIORI, F., A finite element model to evaluate the role of interlayer fiberglass geogrids in retarding reflective cracking in flexible pavements, Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-44882-6, 2007.

[**Bacchi, 2009**] - BACCHI, M., Analysis of the variation in fatigue life through four-point bending test, *Proceedings of the 2nd Workshop on Four Point Bending*, pp. 205-215, Pais (Ed.), University of Minho, Portugal. ISBN 978-972-8692-42-1, 2009.

[**Bathias et Pineau, 2009**] - BATHIAS, C., PINEAU, A., *Fatigue des matériaux et des structures 3*, Lavoisier, ISBN 10 : 2746217139, 2009.

[**Bathias et al., 2009**] - BATHIAS, C. et coll., *Matériaux composites*, 2^e édition, L'Usine nouvelle Dunod, Paris, ISBN 978-2-10-052608-6, 2009.

[**Bodin, 2002**] - BODIN, D., *Modèle d'endommagement cyclique : Application à la fatigue des enrobés bitumineux*, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 2002.

[**Bodin et al., 2004**] - BODIN, D., PIJAUDIER-CABOT, G., DE LA ROCHE, C., PIAU, J. M., CHABOT, A., Continuum Damage Approach to Asphalt Concrete Fatigue Modeling. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, **130** (6): 700-708, 2004.

[**Bonitzer, 1983**] - BONITZER, J., *L'emploi des statistiques*. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, ISBN 2-85978-049-1, 1983.

[**Brown et al., 2000**] - BROWN, S.F., THOM, N.H., SANDERS, P.J. et al., Reinforced asphalt, *Final report.*, n° PGR 99 025, University of Nottingham, pg. 25, August 2000.

[**Castro et Sanchez, 2008**] - CASTRO, M., Sanchez, J.A., Estimation of asphalt concrete fatigue curves – A damage theory approach, *Construction and building materials*, Vol. 22, pp. 1232 – 1238, 2008.

[**Coppens et Wieringa, 1993**] - COPPENS, M.H.M., WIERINGA, P.A.L, Dynamic testing of glass fiber grid reinforced asphalt, *Proceedings of the 2nd International RILEM Conference*, Reflective cracking in pavements, Liege, Belgium, ISBN 0-419-18220-9, March 1993.

[**Di Benedetto et al., 2004**] - DI BENEDETTO, H., DE LA ROCHE, C., BAAJ, H., PRONK, A., LUNDSTROM, R., Fatigue of bituminous mixtures, Rilem TC182-PEB Performance testing and evaluation of bituminous materials, *Materials and Structures*, Vol. 37, pp. 202-216, April 2004.

[**Di Benedetto et al., 2001**] - DI BENEDETTO, H., PARTL, M.N., FRANCKEN, L., DE LA ROCHE, C., Stiffness testing of bituminous mixtures, Rilem TC182-PEB Performance testing and evaluation of bituminous materials, *Materials and Structures*, Vol. 34, pp 66-70, March 2001.

[Ferotti et al., 2011] - FERROTI, G., CANESTRARI, F., VIRGILI, A., GRILLI, A., A strategic laboratory approach for the performance investigation of geogrids, *Construction and Building Materials* 25(2011)2343-2348, 2011.

[Florence, 2005] - FLORENCE, C., *Etude expérimentale de la fissuration réfléctive et modélisation de la résistance des structures cellulaires*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.

[Guillon, 1995] - GUILLON, D., Fibre de verre de renforcement. Techniques de l'Ingénieur, traité Plastiques et Composites, référence A2 110, 1995. Page internet : www.techniques-ingenieur.com

[Hurman et Pronk, 2009] - HUURMAN, M., PRONK, A.C., Theoretical Analysis of the 4 Point Bending Test, Testing and Characterization of Bituminous Materials, Loizos, Partl, Scarpas and Al-Quadi (eds), Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55854-9, 2009.

[Kerzreho et Hornich, 2011] - KERZREHO, J.P., HORNICH, P. Enrobé armé de grille en fibre de verre, *Revue générale des routes et de l'aménagement*, N° 890, décembre 2010 - janvier 2011.

[Kim, 2009] - KIM, R., *Modeling of asphalt concrete*, eBook McGraw-Hill Company, DOI: 10.1036/007146462X, 2009.

[Lemaître et al., 2009] - LEMAITRE, J., CHABOCHE, J.L., BENALLAL, A., DESMORAT, R., *Mécanique des matériaux solides*, Dunod, ISBN 978-2-10-051623-0, 2009.

[Lee et al., 2000] – LEE, H.J., DANIEL, J.S., KIM, Y.R., Continuum damage mechanics-based fatigue model of asphalt concrete, *Journal of materials in Civil Engineering*, Vol.12, N° 2, pp. 105 -112, 2000.

[Pasquini et al., 2012] - PASQUINI, E., BOCCI, M., FERROTTI, G., CANESTRARI, F., Laboratory characterization and field validation of geo-grid reinforced asphalt pavements, *Road Materials and Pavement Design*, Taylor and Francis, DOI:10.1080/ 14680629.2012. 735797, 2012.

[Poot and Pronk, 2009] - POOT, M., PRONK, A.C., A new process control for strain controlled 4 Point Bending Test, 2nd *Workshop on Four Point bending*, Pais (ed), University of Minho, Portugal, ISBN 978-972-8692-42-1, 2009.

[Nguyen et al., 2013] – NGUYEN, M.L., BLANC, J., KERZREHO, J.P., HORNICH, P., Review of glass fiber grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR, *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 14, 2013, pg. 287-308, DOI: 10.1080/14680629.2013.774763, 2013.

[Renard, 2005] - RENARD, J., *Elaboration, microstructure et comportement des matériaux composites à matrice polymère*, Lavoisier, ISBN : 9782746209558, 2005.

[Themeli, 2011] - THEMELI, A., *Etude de la fatigue de bétons bitumineux renforcés par des grilles en fibre de verre*, Mémoire de master recherche, INPL, 2011.

[Vanelstraete et Franken, 1997] – VANELSTRAETE, A., FRANKEN, L., Prevention-of-Reflective-Cracking-in-Pavements”, *RILEM TC 157 PRC report*, 1997.

[Virgili et al., 2009] - VIRGILI, A., CANESTRARI, F., GRILLI, A., SANTAGATA, F.A., Repeated load test on bituminous systems reinforced by geosynthetics, *Geotextils and Geomembranes*, 27(2009)187-195. Page internet: www.elsevier.com/locate/geotexmem

[Wang, 2011] - WANG, L., *Mechanics of asphalt, Microstructure and Micromechanics*, ebook McGraw-Hill Company, ISBN: 978-0-07-164097-8, MHID: 0-07-149854-0, 2011.

[Xiong, 2007] – XIONG, Y., *Formulaire de résistance des matériaux*, Eyrolles, tableau 2-02, p. 58, 2007.

Normes

[Guide Technique SETRA-LCPC, 1994] - Guide Technique, conception et dimensionnement des structures de chaussée, SETRA-LCPC, décembre 1994.

[Catalogue SETRA-LCPC, 1998] - Catalogue des structures types des chaussées neuves, SETRA-LCPC, 1998.

[EN ISO 10319, 1996] - EN ISO 10319, Géotextiles, Essai de traction, 1996.

[EN 15381, 2008] - NF EN 15381, Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les chaussées et couches de roulement en enrobés. Décembre 2008.

[EN 12697-26, 2012] - NF EN 12697-26, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 26 : Module de rigidité, Juin 2012.

[EN 12697-24, 2012] - NF EN 12697-24, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 24 : Résistance à la fatigue, Août 2012.

[EN 13108, 2007] - NF EN 13108-1, Spécifications des matériaux, Partie 1 : Enrobés bitumineux, Février 2007.

[NF P 98-086, 2011] - NF P 98-086. Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves, Octobre 2011.

Revues et autres

[Cours de routes, 1991] – Jeuffroy, G., Sauterey, R., Cours de routes : Dimensionnement des chaussées, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, ISBN 2-85978-160-9, 1991.

[RGRA n° 904, 2012] - Revue générale des routes et de l'aménagement RGRA, n° 904, p. 59, aout-septembre 2012.

[RGRA n° 845, 2006] - Revue générale des routes et de l'aménagement RGRA, n° 845, p. 58, décembre 2005-janvier 2006.

[6D Solutions, 2004] - Grilles en fibre de verre pour renforcement d'enrobé et traitement des fissures. Rapport de Synthèse, 2004.

[<http://www.cast3m.cea.fr>] - outil de recherche CAST3M utilisant la méthode des éléments finis, développé par le CEA.

[<http://www.itech-soft.com>] - ITECH, société spécialisée dans le développement et la distribution de logiciels de structures comme Alizé LCPC et César LCPC.

Liste des publications et communications réalisées pendant la thèse

1. Arsenie I., Chazallon C., Duchez J.L., Doligez D., (2011). Study of the reinforcement role of the fiber glass grid on the fatigue behavior of an asphalt mix, *Proceedings of 16th International Congress CILA – Congresso Ibero Latino americano do asfalto*, IBP2535-11, Vol.3, pp. 1710-1718, Rio de Janeiro, Brésil, 25 Novembre 2011.
2. Arsenie I., Chazallon C., Duchez J.L., Doligez, D., Themeli A., (2011). Fatigue behavior of a glass fiber reinforced asphalt mix in 4 Point bending test and damage evolution modeling, Conférence internationale *Climate and Constructions*, *Proceedings of the International Conference*, pp. 275-286, Gerdes A., Kottmeier Ch., Wagner A. (Eds), Karlsruhe Institute of Technology, Allemagne, 25 Octobre 2011.
3. Arsenie I., Chazallon C., Themeli A., Duchez J.L., Doligez D., (2012). Study of the fatigue behavior of fiber glass reinforced bituminous mixture, *Proceedings of the 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, Vol. 2, pp. 653-664, Delft, Hollande, 21 Juin 2012.
4. Arsenie I., Chazallon C., Themeli A., Duchez J.L., Doligez D., (2012). Modélisation du comportement en fatigue d'un béton bitumineux renforcé par géo-grille. *Rencontres de l'Association Universitaire de génie Civil (AUGC)*, 10 p., Chambéry, France, 7 Juin 2012.
5. Arsenie I., (2013). Etude du renforcement des chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre. Concours *Jeunes Chercheurs* dans le cadre des rencontres de l'Association Universitaire de génie Civil (AUGC) 2013, 8 p., Cachan, France, 29-31 Juin 2013.
6. Chazallon C., Arsenie I., Themeli A., Duchez J.L., Doligez D., (2013). Study of the fatigue behaviour of an asphalt mixture reinforced by glass fiber grid, *Proceedings of the European Asphalt Technology Association Conference (EATA)*, 12 p., Braunschweig, Allemagne, 3-5 Juin 2013.

Annexes

CONTENU

A. Géo-grille CIDEX 100SB

B. Détails de la fabrication des plaques tri-couches composites

C. Essais de rigidité

D. Essais de fatigue

E. Evolution de l'endommagement en cartographies

F. Détermination de la droite et de la courbe de fatigue du BBSG

G. Détermination de la droite et de la courbe de fatigue du composite BBSG + CIDEX 100 SB

H. Prédiction de l'endommagement avec le modèle de Castro-Sanchez

I. Progression en images des fissures de fatigue post-essais 4PB

A. Géo-grille CIDEX 100 SB

A1. Détails de la mise en œuvre de la grille. Cas d'une chaussée départementale

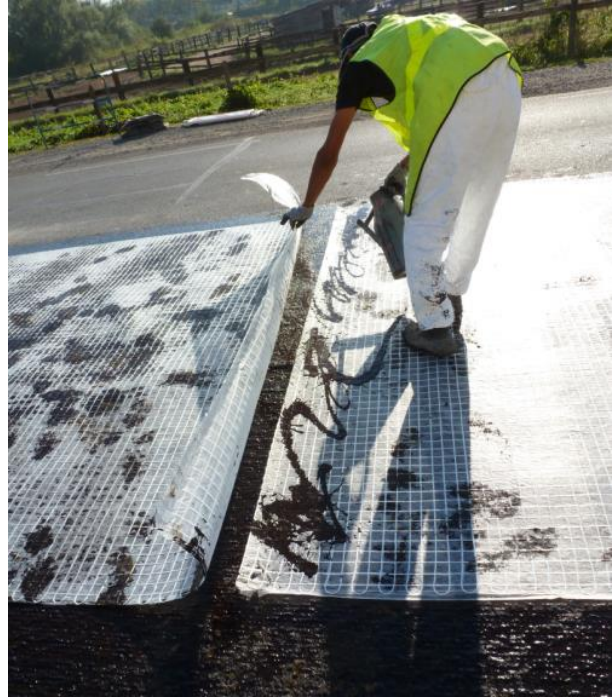


Figure a1. Mise en place de la grille sur la couche d'accrochage

Figure a2. Superposition des 2 grilles



Figure a3. Passage du finisseur et réalisation de la couche de roulement en béton bitumineux

A2. Détermination de la masse volumique des réseaux en fibre de verre et calcul des sections des réseaux

La masse volumique recherchée pour les réseaux en fibre de verre est une masse volumique apparente qui correspond au volume apparent d'un réseau composé des fils de fibre de verre, de résine et des vides.

Les outils utilisés pour cette mesure sont le pycnomètre et la balance de la figure a5 et a6.



Figure a5. Pycnomètre avec fils de verre



Figure a6. Balance de mesure

Le liquide employé est l'alcool éthylique, car il a la propriété de mouiller le fil de verre. Dans un pycnomètre rempli d'alcool on introduit l'échantillon constitué du réseau en fibre de verre coupé en petits morceaux (2-3 mm).

La masse volumique de l'échantillon résulte de l'équivalence entre le volume d'alcool perdu par l'introduction de l'échantillon et le produit entre le volume de l'échantillon et la masse volumique de l'alcool (à $T = ct.$). Toutes les mesures sont effectuées à $T = 25^{\circ}C = ct.$

1. Mode opératoire et calcul pour la détermination du volume étalon du pycnomètre

- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon (m_1). L'ensemble est propre et sec.
- Le pycnomètre est complètement rempli d'eau et conservé dans un bain d'eau à $T = 25^{\circ}C$ pendant 24 h.
- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon + eau (m_2).

Il résulte $m_3 = m_2 - m_1$, la masse d'eau nécessaire pour remplir le pycnomètre. Il est connu que la densité de l'eau à $T = 25^{\circ}C$ est $\rho = 0,9970 \text{ g/cm}^3$.

Le volume étalon du pycnomètre est $V = m_3 / \rho$.

Calcul :

$$m_1 = 31,8117 \text{ g}$$

$$m_2 = 82,0657 \text{ g}$$

$$m_3 = m_2 - m_1 = 50,2540 \text{ g}, \rho = 0,9970 \text{ g/cm}^3 \text{ résulte } V = 50,4053 \text{ ml}$$

2. Mode opératoire et calcul pour la détermination de la masse volumique de l'alcool

- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon (m_1). L'ensemble est propre, sec et vide.
- Le pycnomètre est complètement rempli d'alcool et conservé dans un bain d'eau à $T=25^\circ\text{C}$.
- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon + alcool (m_2). Le pycnomètre est complètement rempli d'alcool. Il résulte $m_3 = m_2 - m_1 =$ masse d'alcool nécessaire pour remplir le pycnomètre. V a été déterminé à l'étape 1.
La masse volumique de l'alcool à $T= 25^\circ\text{C}$ est : $\rho_{\text{al.}} = m_3/V$.

Calcul

$$m_1 = 31,8117 \text{ g}$$

$$m_2 = 73,5802 \text{ g}$$

$$m_3 = m_2 - m_1 = 41,7685 \text{ g}, \rho_{\text{al.}} = m_3 / V = 0,8287 \text{ g/cm}^3.$$

3. Mode opératoire et calcul pour la détermination de la masse volumique des réseaux en fibre de verre. Calcul des sections des réseaux de fils en fibre de verre.

- Mesurer la longueur du réseau (L) avant de le couper en petits morceaux.
- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon (m_1). L'ensemble est propre, sec et vide.
- Le pycnomètre est complètement rempli d'alcool et conservé dans un bain d'eau à $T=25^\circ\text{C}$.
- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon plein d'alcool (m_2). Il résulte $m_3 = m_2 - m_1$.
Vérification avec les valeurs obtenues dans l'étape précédente.
- Peser l'échantillon de verre sec (m_4).
- Introduire l'échantillon de verre (m_4) dans le pycnomètre rempli d'alcool.
- Peser l'ensemble pycnomètre + bouchon + verre + alcool (m_5).

Les résultats de mesures et les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Type de réseau	No. échantillon	L (cm)	m1 (g)	m2 (g)	m3 (g)	m4 (g)	m5 (g)	m6 (g)	m7 (g)	V (ml)	S (cm ²)	ρ (g/cm ³)	S_{moyenne} (cm ²)	ρ_{moyenne} (g/cm ³)
Chaîne	1	39,20	31,81	73,58	41,77	2,69	75,04	40,54	1,23	1,4846	0,0379	1,81		
	2	38,95	31,81	73,58	41,77	2,68	74,99	40,50	1,27	1,5273	0,0392	1,75		
	3	38,55	31,81	73,58	41,77	2,66	74,99	40,52	1,25	1,5105	0,0392	1,76	0,03875	1,78
Trame	1	35,70	31,81	73,58	41,77	2,69	74,95	40,46	1,31	1,5850	0,0444	1,69		
	2	35,80	31,81	73,58	41,77	2,69	74,91	40,41	1,36	1,6390	0,0458	1,64		
	3	35,85	31,81	73,58	41,77	2,65	74,87	40,41	1,36	1,6428	0,0458	1,61	0,04533	1,65

Où :

m_1 = masse (pycnomètre + bouchon),

m_2 = masse (pycnomètre + bouchon + alcool),

m_3 = masse d'alcool nécessaire pour remplir le pycnomètre,

m_4 = masse de l'échantillon de verre sec,

m_5 = masse (pycnomètre + bouchon + alcool + verre),

m_6 = masse d'alcool nécessaire pour remplir le pycnomètre avec la fibre de verre,

m_7 = masse d'alcool perdue par l'introduction de la fibre de verre,

V = volume de fibre de verre,

ρ = densité de la fibre de verre,

S = la section du réseau en fibre de verre.

Calculs :

$$m_6 = m_5 - m_4 - m_1$$

$$m_7 = m_3 - m_6$$

$$V = m_7 / \rho_{al.}$$

$$\rho = m_4 / V$$

$$S = V / L$$

B. Détails de la fabrication des plaques tri-couches composites



Figure b1. Couche d'émulsion répandue sur la première couche en BBSG



Figure b2. Collage de la grille CIDEX 100 SB et fixation à l'aide des poids

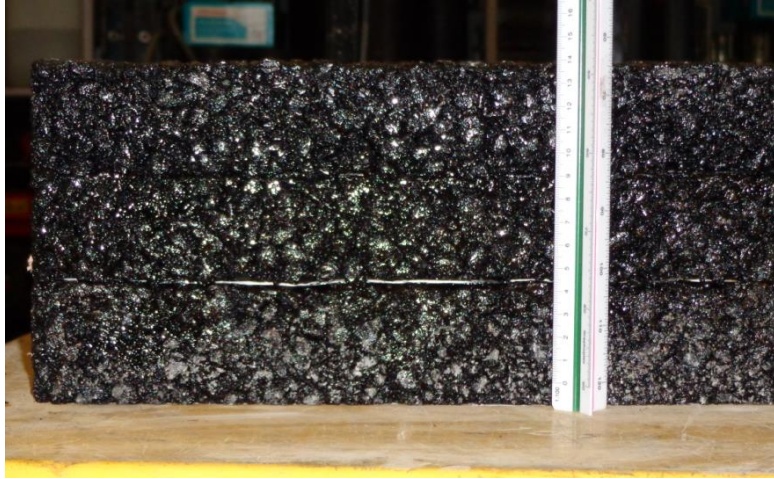


Figure b3. Section d'une plaque renforcée en structure tri-couches, H = 15 cm (5 + 5+ 5)



Figure b.4 Plaque en structure tri-couches avant le sciage



Figure b5. Epreuves – Poutres prismatiques $630 \times 100 \times 100 \text{ m}^3$, peinte au milieu avec une peinture blanche à l'eau pour observer la fissuration

C. Essais de rigidité

C1. Résultats des essais de module de rigidité du BBSG en IT-CY, à 15°C et 124ms

Les tableaux *a* correspondent aux résultats du premier essai IT-CY effectué sur l'éprouvette cylindrique et les tableaux *b* aux résultats du deuxième essai IT-CY effectué sur la même éprouvette retournée à 90° par rapport au premier essai.

Code:	1a	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,762	0,0040	11036	
4,771	0,0041	10844	
4,768	0,0038	11622	
4,769	0,0038	11611	
4,768	0,0040	11030	
Rigidité S'_m [MPa]		11228	
Indice des vides [%]		7,0	

Code:	1b	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,737	0,0037	11944	
4,734	0,0038	11488	
4,743	0,0039	11382	
4,743	0,0037	11990	
4,741	0,0037	11923	
Rigidité S'_m [MPa]		11746	
Indice des vides [%]		7,0	

Code:	2a	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,739	0,0038	11458	
4,736	0,0041	10660	
4,747	0,0039	11216	
4,744	0,0039	11158	
4,740	0,0038	11440	
Rigidité S'_m [MPa]		11187	
Indice des vides [%]		6,8	

Code:	2b	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,726	0,0037	11805	
4,726	0,0038	11486	
4,726	0,0037	11724	
4,724	0,0039	11129	
4,724	0,0038	11416	
Rigidité S'_m [MPa]		11512	
Indice des vides [%]		6,8	

Code:	3a	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,724	0,0039	11266	
4,730	0,0036	12149	
4,732	0,0037	11820	
4,731	0,0037	11811	
4,733	0,0037	11809	
Rigidité S'_m [MPa]		11771	
Indice des vides [%]		6,9	

Code:	3b	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,736	0,0038	11531	
4,740	0,0037	11841	
4,736	0,0036	12156	
4,741	0,0041	10625	
4,733	0,0038	11448	
Rigidité S'_m [MPa]		11520	
Indice des vides [%]		6,9	

Code:	4a	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,737	0,0036	12211	
4,737	0,0036	12261	
4,732	0,0036	12130	
4,740	0,0035	12485	
4,730	0,0035	12460	
Rigidité S'_m [MPa]		12309	
Indice des vides [%]		7,0	

Code:	4b	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,719	0,0037	11848	
4,723	0,0035	12525	
4,722	0,0036	12169	
4,725	0,0038	11472	
4,722	0,0036	12098	
Rigidité S'_m [MPa]		12022	
Indice des vides [%]		7,0	

Code:	5a	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,721	0,0037	11843	
4,718	0,0036	12220	
4,723	0,0035	12571	
4,716	0,0037	11876	
4,720	0,0037	11871	
Rigidité S'_m [MPa]		12076	
Indice des vides [%]		7,1	

Code:	5b	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,755	0,0038	11686	
4,754	0,0039	11378	
4,760	0,0039	11380	
4,751	0,0041	10808	
4,750	0,0037	11968	
Rigidité S'_m [MPa]		11444	
Indice des vides [%]		7,1	

Code:	6a	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,718	0,0038	11533	
4,718	0,0037	11780	
4,724	0,0039	11179	
4,717	0,0038	11513	
4,715	0,0041	10662	
Rigidité S'_m [MPa]		11334	
Indice des vides [%]		7,1	

Code:	6b	T [°C]	15
Charge [kN]	Déflexion [mm]	Rigidité ITT [MPa]	
4,757	0,0040	11004	
4,763	0,0038	11587	
4,762	0,0038	11578	
4,758	0,0039	11325	
4,765	0,0039	11325	
Rigidité S'_m [MPa]		11364	
Indice des vides [%]		7,1	

C2. Résultats des essais de courbe maitresse du BBSG en IT-CY

Les températures d'essais sont : 5°C, 10°C, 15°C et 20°C. Les fréquences d'essais sont : 0,1 Hz, 0,3 Hz, 1 Hz, 3 Hz, 10 Hz et 20 Hz. Six éprouvettes ont été testées à toutes les températures avec toutes les fréquences.

Résultats moyens sur 6 éprouvettes		T [°C]	20,0
f [Hz]	t [s]	E* [MPa]	angle de phase [°]
0,1	1,588	3749	47,9
0,3	0,529	6355	39,0
1,0	0,159	9278	29,3
3,0	0,053	12474	25,6
10,0	0,016	16169	22,2
20,0	0,008	18561	20,3

Résultats moyens sur 6 éprouvettes		T [°C]	15,0
f [Hz]	t [s]	E* [MPa]	angle de phase [°]
0,1	1,588	7273	38,4
0,3	0,529	10348	30,5
1,0	0,159	13699	24,4
3,0	0,053	17732	21,1
10,0	0,016	21251	18,6
20,0	0,008	23164	18,7

Résultats moyens sur 6 éprouvettes		T [°C]	10,0
f [Hz]	t [s]	E* [MPa]	angle de phase [°]
0,1	1,588	13184	27,9
0,3	0,529	16732	22,1
1,0	0,159	21247	18,6
3,0	0,053	24497	15,7
10,0	0,016	29326	14,1
20,0	0,008	30352	13,6

Résultats moyens sur 6 éprouvettes		T [°C]	5,0
f [Hz]	t [s]	E* [MPa]	angle de phase [°]
0,1	1,588	25950	16,9
0,3	0,529	28524	10,8
1,0	0,159	32265	11,2
3,0	0,053	34930	13,6
10,0	0,016	39386	12,3
20,0	0,008	41956	11,8

C3. Résultats des essais de module de rigidité du BBSG en 4PB, à 15°C et plusieurs fréquences

Code:	1	T [°C]	15,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,1	48,0	2279	39,5
0,2	47,5	3004	36,2
0,5	47,2	4175	31,6
1,0	45,9	5203	28,1
2,0	44,9	6314	24,9
5,0	44,1	7847	21,0
8,0	43,5	8626	19,0
10,0	43,2	8989	18,3
20,0	42,3	10147	16,0
30,0	42,4	10909	15,2
0,1	48,0	2290	39,9

Code:	2	T [°C]	15,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,1	48,4	2502	36,1
0,2	47,3	3215	33,1
0,5	46,6	4353	29,1
1,0	45,7	5333	25,9
2,0	45,5	6396	23,0
5,0	44,0	7850	19,6
8,0	43,4	8634	17,9
10,0	43,1	8997	17,3
20,0	42,5	10210	15,4
30,0	42,2	10840	14,4
0,1	48,0	2529	36,5

Code:	3	T [°C]	15,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,1	49,4	2468	36,4
0,2	47,6	3185	32,8
0,5	48,4	4290	28,4
1,0	46,6	5219	25,3
2,0	46,0	6195	22,5
5,0	45,1	7612	19,4
8,0	44,4	8427	23,7
10,0	43,6	8922	18,1
20,0	43,1	9867	15,5
30,0	43,0	10521	14,4
0,1	48,5	2512	36,4

Code:	4	T [°C]	15,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,1	48,0	2244	39,7
0,2	48,1	2991	35,9
0,5	47,4	4158	31,0
1,0	47,3	5145	27,6
2,0	45,6	6229	24,7
5,0	44,1	7767	21,3
8,0	43,6	8798	19,0
10,0	43,4	8891	18,6
20,0	43,1	10075	16,6
30,0	42,5	10855	15,5
0,1	48,0	2353	38,9

Code:	5	T [°C]	15,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,1	48,4	2502	36,1
0,2	47,3	3215	33,1
0,5	46,6	4353	29,1
1,0	45,7	5333	25,9
2,0	45,5	6396	23,0
5,0	44,0	7851	19,6
8,0	43,4	8635	17,9
10,0	43,1	9192	17,3
20,0	42,5	10219	15,4
30,0	42,2	10860	14,3
0,1	48,0	2529	36,5

Code:	6	T [°C]	15,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,1	49,6	2698	36,1
0,2	47,2	3457	33,2
0,5	46,4	4676	29,3
1,0	45,8	5729	26,2
2,0	44,8	6873	23,4
5,0	43,6	8446	19,9
8,0	43,1	9269	18,2
10,0	42,9	9642	17,4
20,0	42,0	10859	15,3
30,0	42,0	11412	14,3
0,1	47,8	2671	36,5

C4. Résultats des essais de module de rigidité du BBSG, à 10°C et 10Hz

Code:	1	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,7	5351	28,6
10,0	42,0	10688	16,5
0,5	45,5	5386	28,4

Code:	2	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,4	5814	27,3
10,0	42,1	10954	13,0
0,5	45,4	5842	27,2

Code:	3	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,3	6074	27,9
10,0	41,8	12059	16,4
0,5	45,7	6090	27,9

Code:	4	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	44,2	5997	25,4
10,0	41,9	11410	15,9
0,5	45,8	5998	25,5

Code:	5	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,3	6053	24,0
10,0	41,9	11326	18,0
0,5	44,9	6102	24,1

Code:	6	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,3	6083	24,7
10,0	42,0	11298	15,2
0,5	45,1	6104	24,6

C5. Résultats des essais de module de rigidité du composite, à 10°C et 10Hz

Code:	7	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	47,0	4012	31,5
10,0	43,5	9812	19,1
0,5	46,9	4028	31,5

Code:	8	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	46,8	4355	30,1
10,0	43,6	9235	18,3
0,5	46,4	4359	30,1

Code:	9	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	46,5	4581	30,0
10,0	42,7	9635	17,9
0,5	46,3	4602	29,9

Code:	10	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,5	5126	29,2
10,0	42,3	10689	18,0
0,5	45,7	5120	29,2

Code:	11	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	46,0	5095	28,0
10,0	42,4	10288	17,2
0,5	45,9	5087	28,0

Code:	12	T [°C]	10,0
f [Hz]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	E* [MPa]	Angle de phase [°]
0,5	45,6	5231	27,6
10,0	42,1	10913	19,4
0,5	45,6	5232	27,4

D. Essais de fatigue

D1. Courbes d'évolution du rapport de rigidité E/E_i des essais NR vs. R par niveau de sollicitation

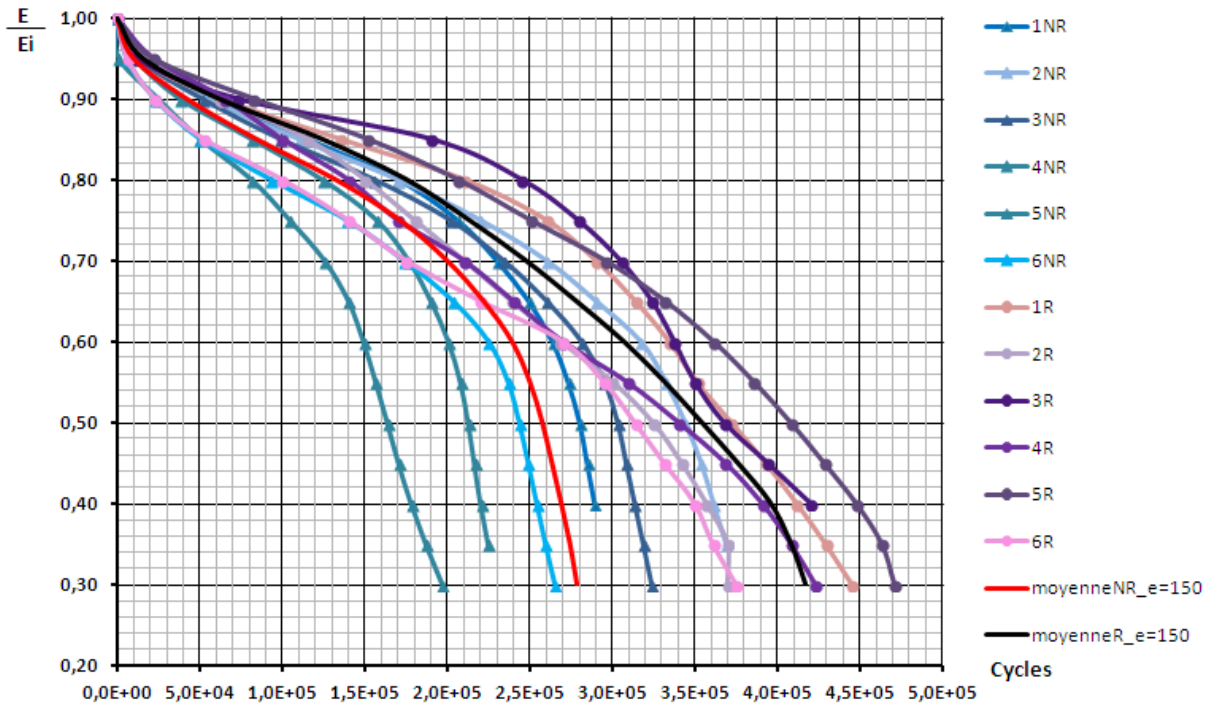


Figure d1. Résultats expérimentaux des essais de fatigue 4PB à 150 $\mu\text{m/m}$ sur 6 poutres témoins (1NR....6NR) et 6 poutres renforcées (1R....6R)

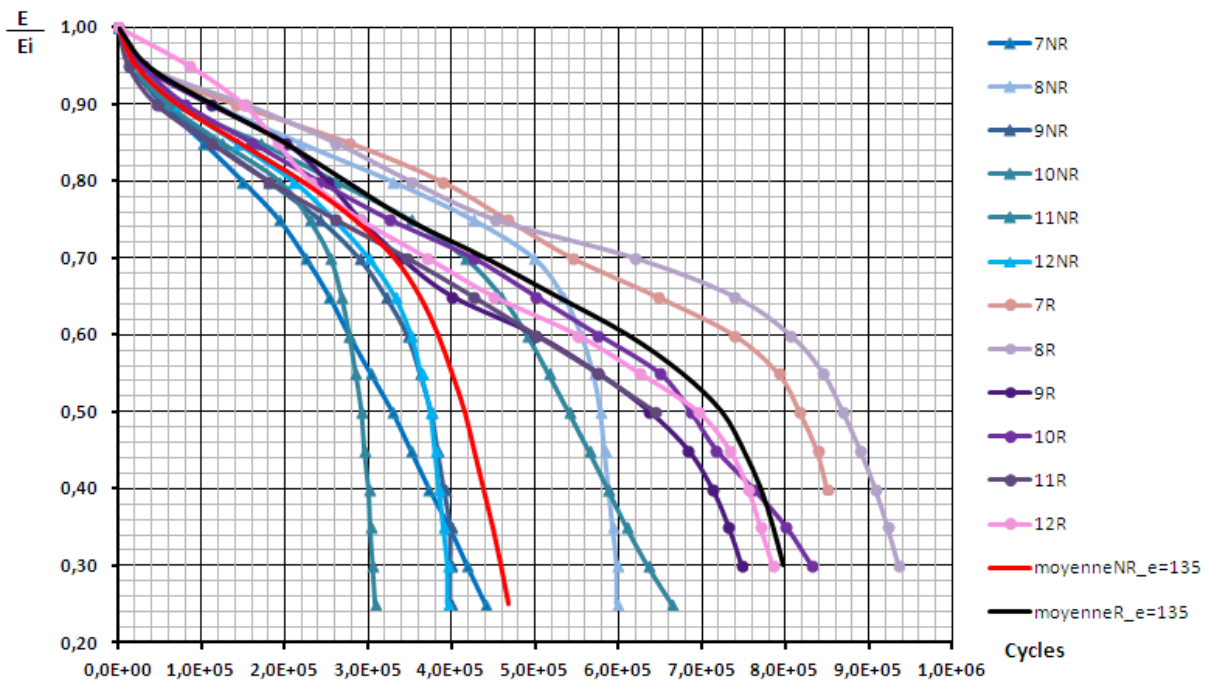


Figure d.2 Résultats expérimentaux des essais de fatigue 4PB à 135 $\mu\text{m/m}$ sur 6 poutres témoins (7NR....12NR) et 6 poutres renforcées (7R....12R)

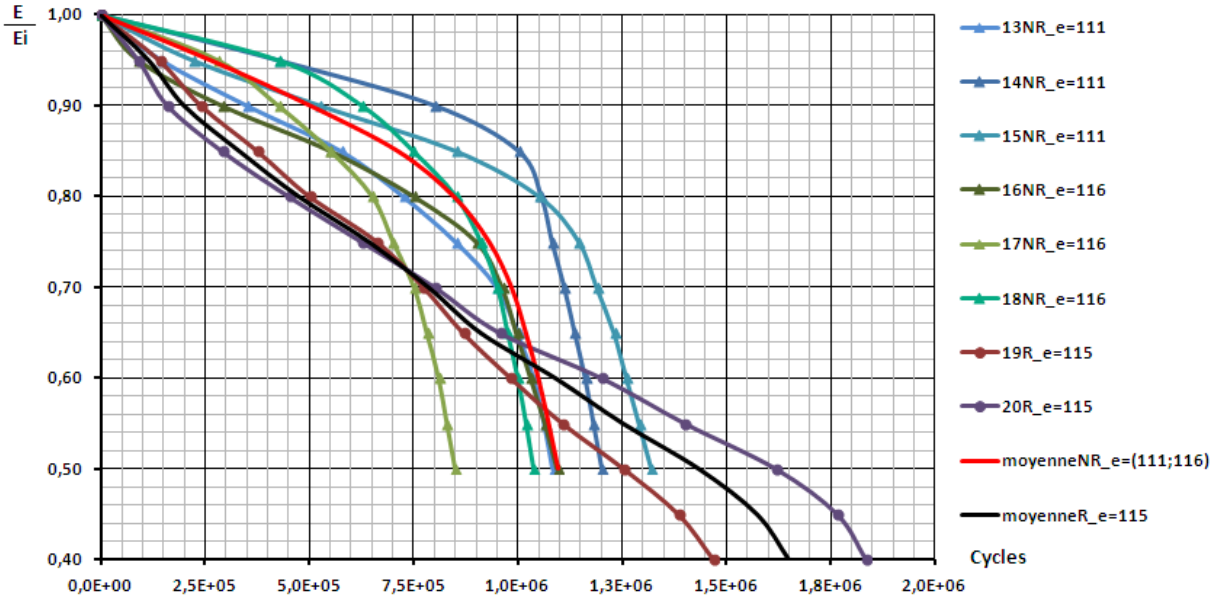


Figure d.3 Résultats expérimentaux des essais de fatigue 4PB à $e \approx 115 \mu\text{m/m}$ sur 6 poutres témoins (13NR...18NR) et 2 poutres renforcées (19R, 20R)

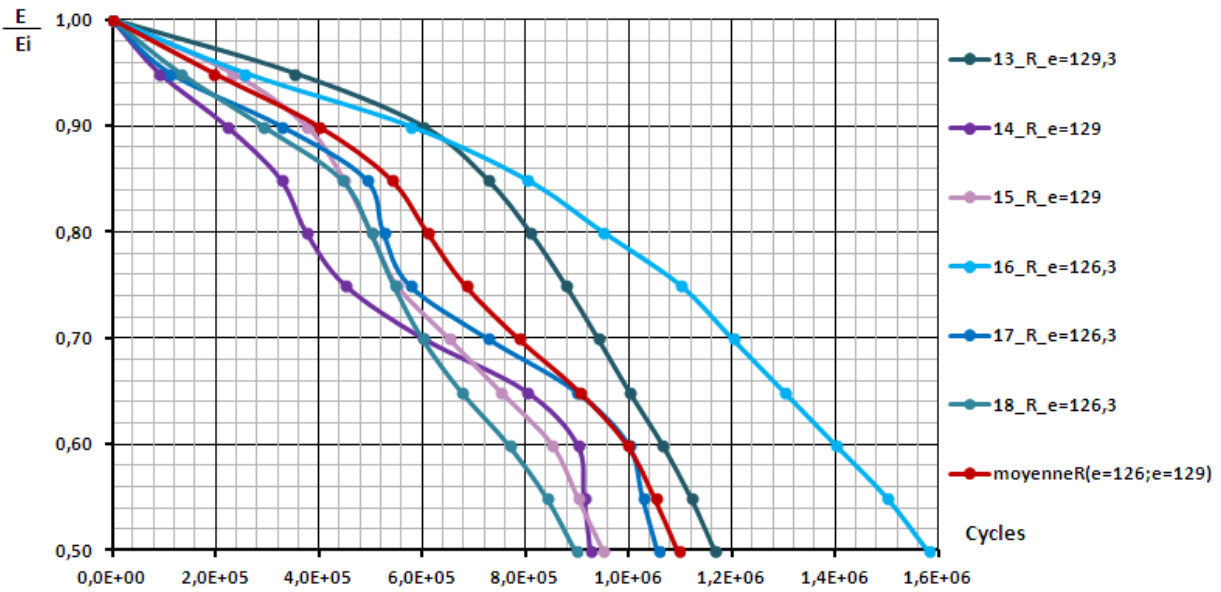


Figure d.4 Résultats expérimentaux des essais de fatigue 4PB à $e = (126,129) \mu\text{m/m}$ sur 6 poutres renforcées (13R...18R)

D2. Tableaux d'évolution du rapport de rigidité E/E_i des essais NR et R par niveau de sollicitation

Evolution du rapport de rigidité E/E_i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$							
E/E_i	1NR	2NR	3NR	4NR	5NR	6NR	moyenne
1,00	0	0	0	0	0	0	0
0,95	14500	14500	12500	11000	675	6000	9863
0,90	60000	55000	51090	38000	24491	22935	41919
0,85	115000	110000	98747	81634	50000	50570	84325
0,80	170000	170000	155504	124299	81060	93064	132321
0,75	206128	220000	201533	157404	104234	138927	171371
0,70	230000	260000	233932	176763	125521	173698	199986
0,65	249278	290000	260000	190245	140000	203306	222138
0,60	263666	317142	281072	200809	149158	224893	239457
0,55	273284	332180	295068	208087	156603	236792	250336
0,50	280310	343910	303070	212750	163612	243587	257873
0,45	284855	353613	308235	216481	170383	248928	263749
0,40	289404	361123	313386	220264	178030	254188	269399
0,35	289404	368633	318537	224923	186956	259428	274647
0,30	289404	368633	323689	229581	197032	265131	278912

Evolution du rapport de rigidité E/E_i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$							
E/E_i	1R	2R	3R	4R	5R	6R	moyenne
1,00	0	0	0	0	0	0	0
0,95	12500	19000	11500	22000	21500	6250	15458
0,90	62500	62500	72500	65000	82500	23000	61333
0,85	135000	115000	190000	100000	151604	52500	124017
0,80	210000	150000	245000	140000	206286	100000	175214
0,75	260000	180000	279180	170000	250170	140000	213225
0,70	290000	210000	304930	210000	295533	175000	247577
0,65	313939	238812	324019	240000	331802	220000	278095
0,60	334539	268320	337558	270000	361167	270000	306931
0,55	351125	300000	350000	308760	385637	295000	331754
0,50	371981	324392	367588	339990	407852	313640	354240
0,45	392748	341820	393915	368363	428030	331418	376049
0,40	411609	356760	420000	390692	447563	350000	396104
0,35	429000	369619	420000	408128	463066	361000	408469
0,30	445022	369619	420000	422883	470824	375000	417225

Evolution du rapport de rigidité E/E_i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$							
E/E_i	7NR	8NR	9NR	10NR	11NR	12NR	moyenne
1,00	0	0	0	0	0	0	0
0,95	17500	35000	24000	18000	17500	14000	21000
0,90	52500	115000	72500	67500	59123	57500	70687
0,85	101735	217702	141994	170000	124468	115000	145150
0,80	148693	327835	210000	260000	193213	180000	219957
0,75	192165	425000	259030	350000	229189	241758	282857
0,70	224321	498457	300753	416363	254344	288969	330535
0,65	252518	533972	331774	459743	267792	321286	361181
0,60	275994	555248	351688	490205	276976	346988	382850
0,55	301793	569755	363122	515712	284671	362357	399568
0,50	328210	578130	374550	540050	291800	375770	414752
0,45	350000	583026	379891	564107	295000	383404	425905
0,40	371970	587925	384981	586976	300000	391041	437149
0,35	396372	592824	390070	609602	302000	398677	448258
0,30	417489	597723	395160	634905	305000	398677	458159
0,25	439439	597723	395160	664101	308000	398677	467183

Evolution du rapport de rigidité E/E_i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$							
E/E_i	7R	8R	9R	10R	11R	12R	moyenne
1,00	0	0	0	0	0	0	0
0,95	26000	31000	29000	29000	11500	85000	35250
0,90	140000	152297	110000	80000	45000	150000	112883
0,85	277305	260000	200000	160000	110000	190000	199551
0,80	387315	350000	250000	240000	180000	230000	272886
0,75	466456	452329	290000	325000	260000	290000	347298
0,70	544869	618789	338544	425000	346145	370426	440629
0,65	646231	737874	400000	500000	425000	450000	526518
0,60	738084	805204	500000	575000	500000	550000	611381
0,55	791637	844838	575000	648411	575000	625000	676648
0,50	817200	868210	636636	685650	643584	695210	724416
0,45	837862	889136	682893	716405	643584	733173	750509
0,40	850000	907128	711522	760260	643584	755175	771278
0,35	850000	921947	731499	800000	643584	769950	786163
0,30	850000	935000	746780	830340	643584	784725	798405

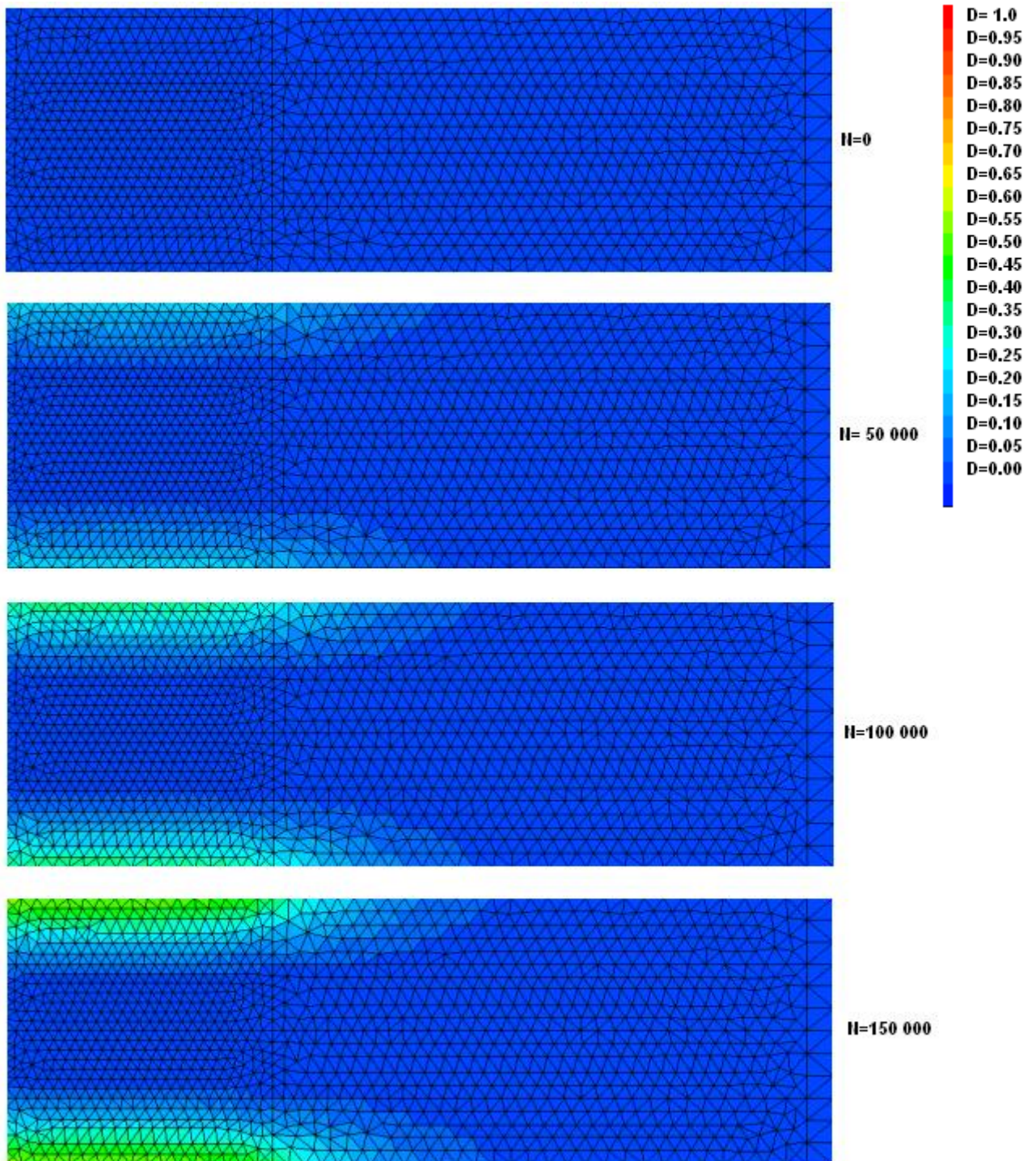
Evolution du rapport de rigidité E/E _i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = (111;116) \mu\text{m/m}$							
E/E _i	13NR	14NR	15NR	16NR	17NR	18NR	moyenne
1,00	0	0	0	0	0	0	0
0,95	145000	425000	425000	90000	280000	425000	264167
0,90	350000	800000	800000	290000	425000	625000	502500
0,85	575000	1000400	1000400	550000	550000	747930	712222
0,80	725000	1055000	1055000	750000	650000	850000	846667
0,75	850700	1080627	1080627	900000	700000	910000	931201
0,70	950000	1110000	1110000	962190	750000	950000	985129
0,65	1000000	1135000	1135000	996514	780640	974230	1019397
0,60	1038689	1160000	1160000	1030838	809085	998460	1049512
0,55	1063960	1180000	1180000	1065162	828900	1018459	1074414
0,50	1084290	1200000	1200000	1094338	848710	1036400	1097290

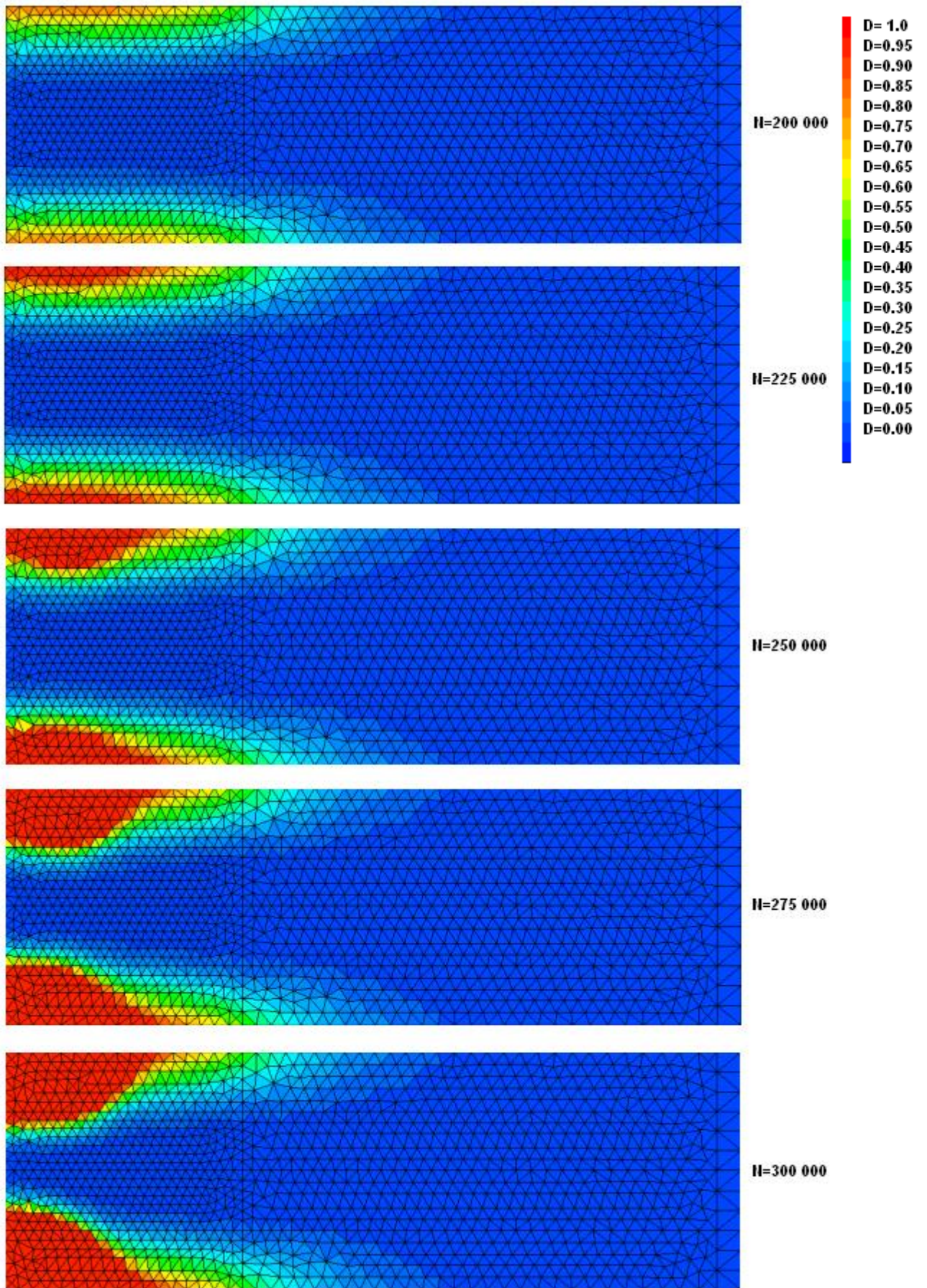
Evolution du rapport de rigidité E/E _i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = (126;129) \mu\text{m/m}$							
E/E _i	13R	14R	15R	16R	17R	18R	moyenne
1,00	0	0	0	0	0	0	0
0,95	350000	90000	230000	255000	110000	130000	194167
0,90	600000	220000	375000	575000	325000	290000	397500
0,85	725000	325000	447000	800000	490611	442590	538367
0,80	808373	375000	500000	950000	525000	500000	609729
0,75	877377	450000	550000	1100000	575000	544845	682870
0,70	939630	600000	650000	1200000	725000	600000	785772
0,65	1000000	800000	750000	1300000	897343	675000	903724
0,60	1064439	900000	850000	1400000	1000000	766877	996886
0,55	1119762	913327	900000	1500000	1027419	840997	1050251
0,50	1166121	925560	948960	1579385	1056140	896680	1095474

Evolution du rapport de rigidité E/E _i pendant les essais de fatigue 4PB à $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$			
E/E _i	19R	20R	moyenne
1,00	0	0	0
0,95	140000	90000	115000
0,90	240000	160000	200000
0,85	375000	290000	332500
0,80	500000	450000	475000
0,75	661600	625000	643300
0,70	772816	800000	786408
0,65	867353	955000	911176,5
0,60	981890	1200000	1090945
0,55	1106427	1400000	1253213,5
0,50	1253020	1618310	1435665
0,45	1384000	1764938	1574469
0,40	1468000	1833665	1650832,5

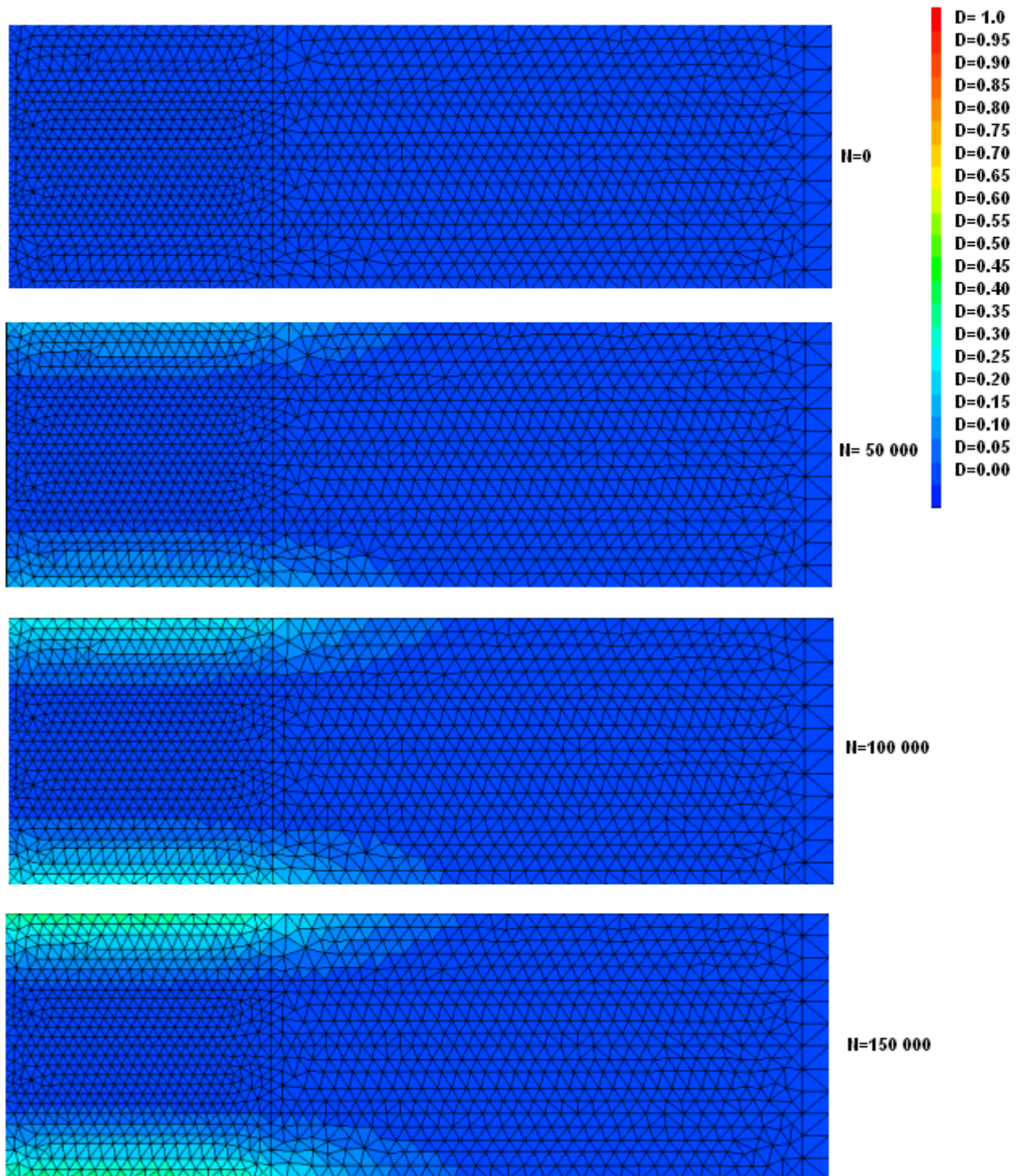
E. Evolution de l'endommagement en cartographies

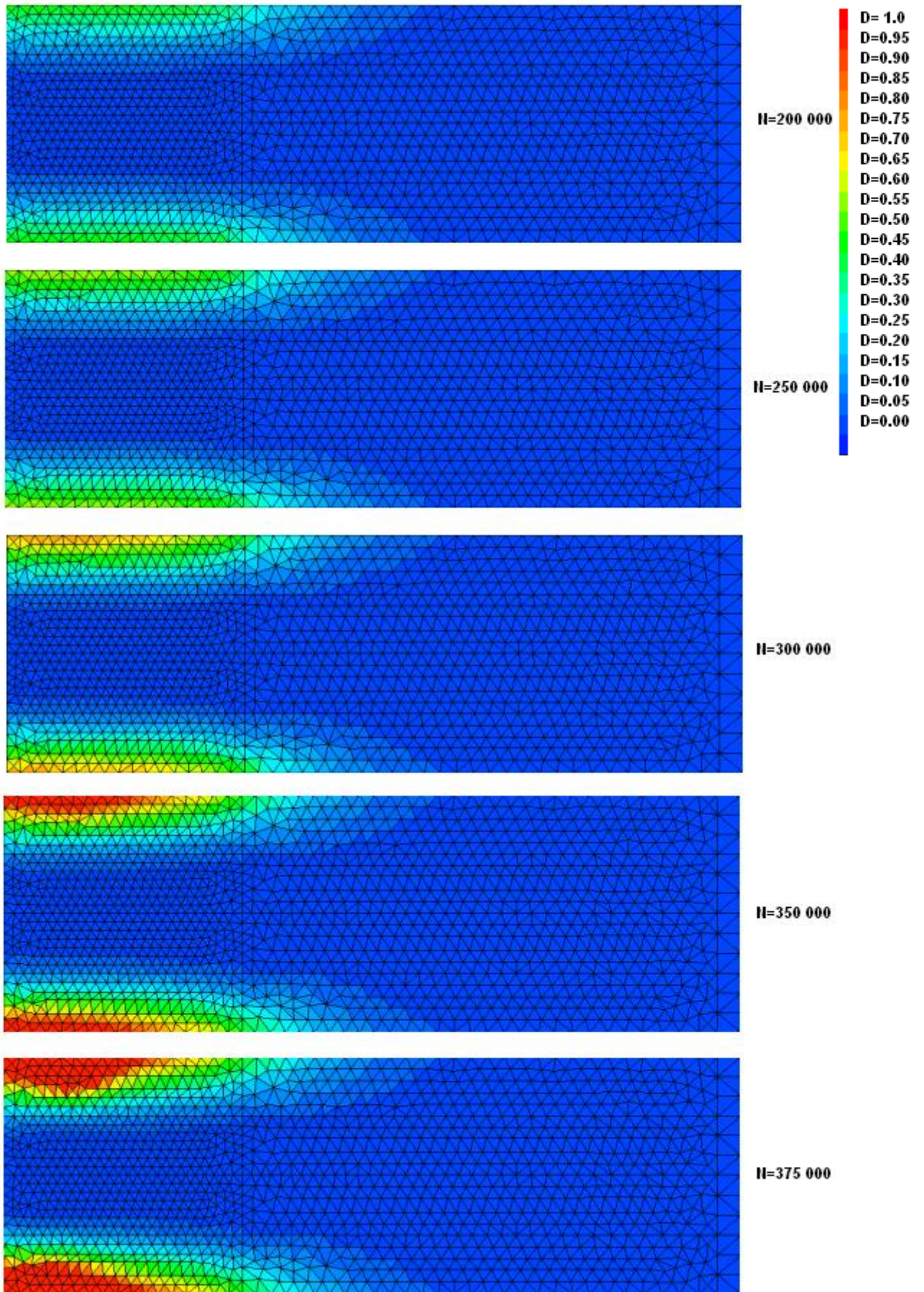
E1. Evolution de l'endommagement du BBSG avec le modèle 1NR à $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, de 0 à 300 000 cycles

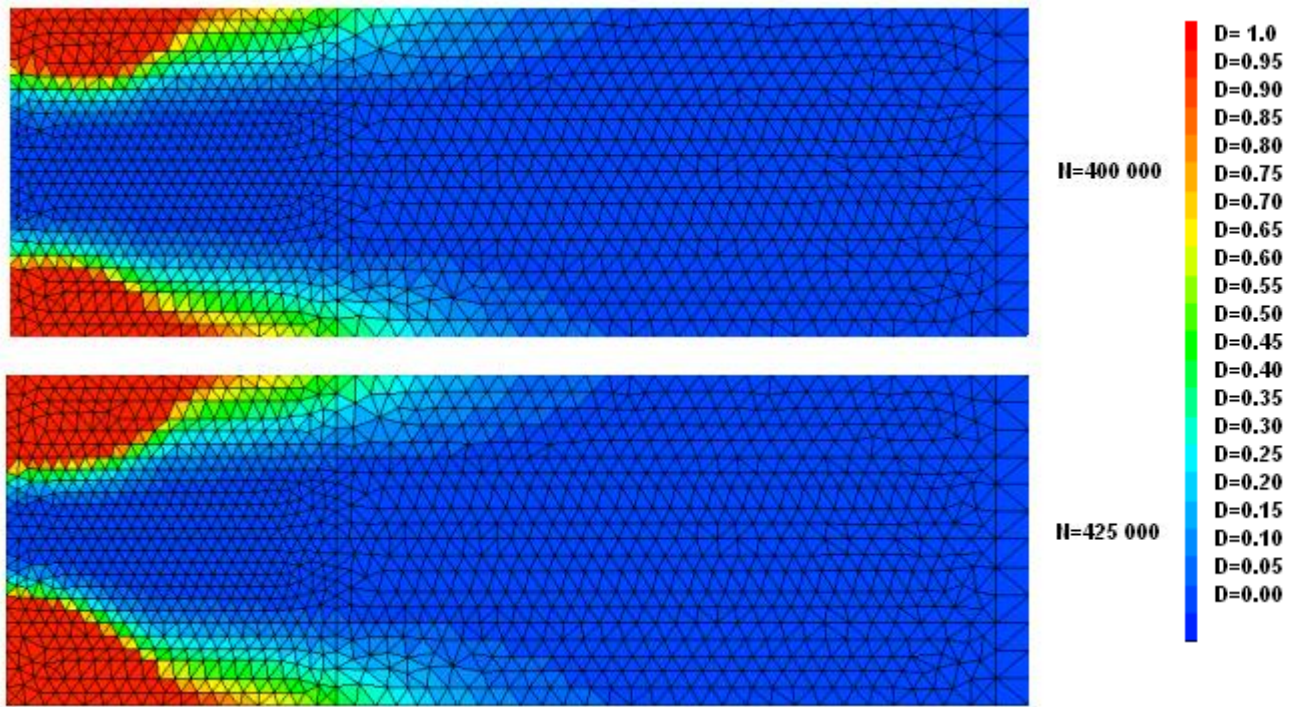




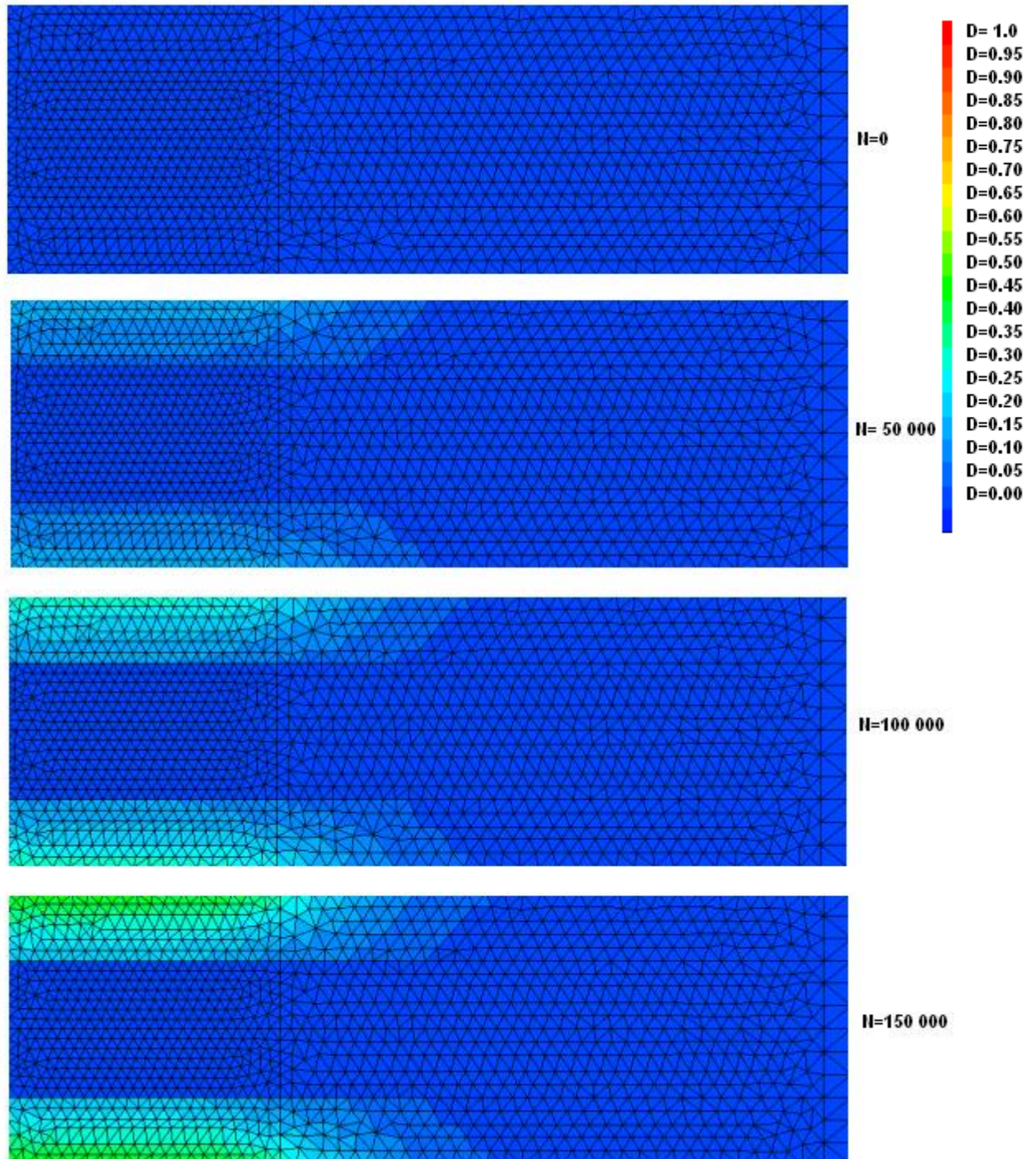
E2. Evolution de l'endommagement du composite avec le modèle 2R à $\epsilon = 150$ $\mu\text{m}/\text{m}$, de 0 à 425 000 cycles

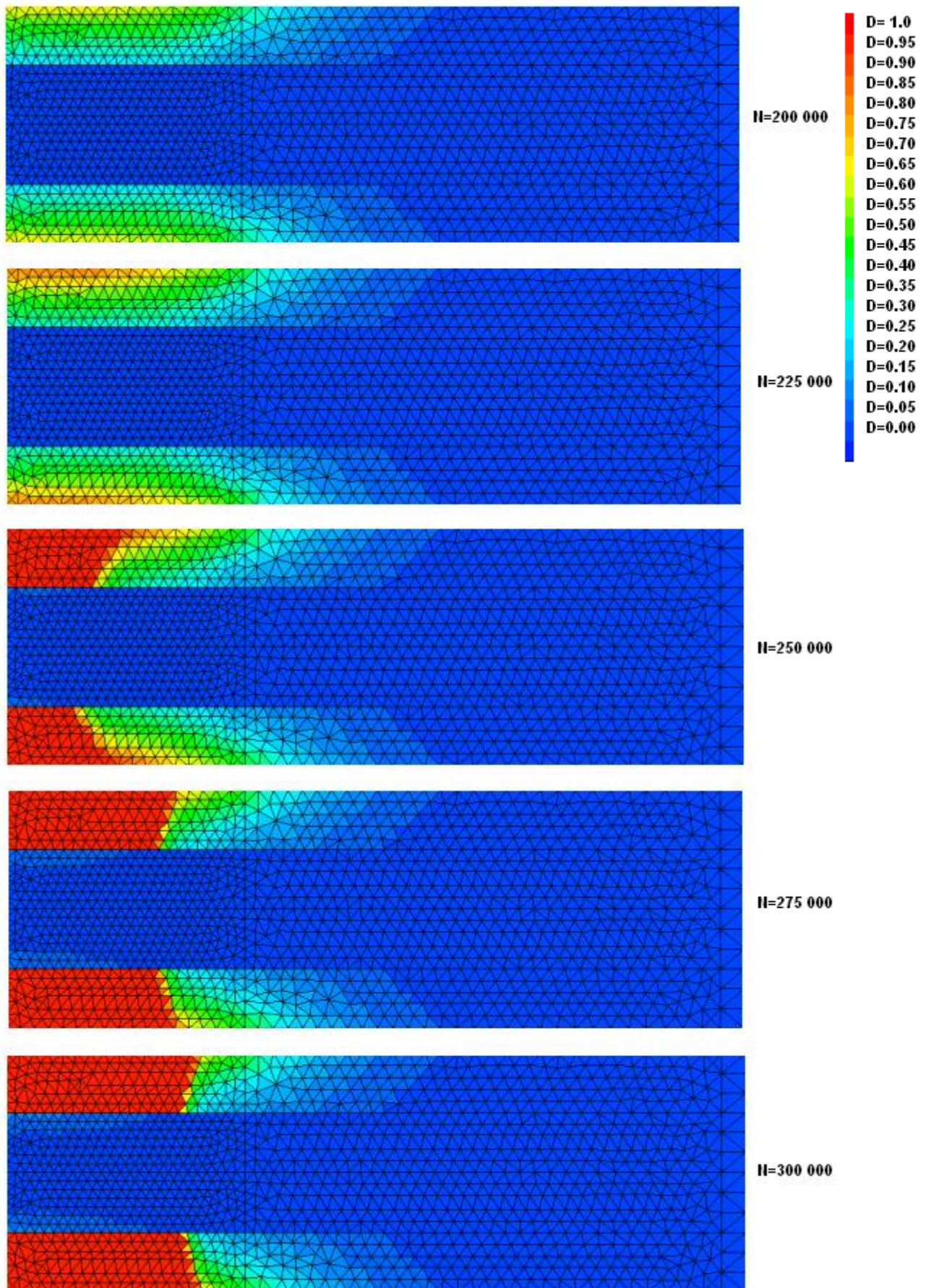




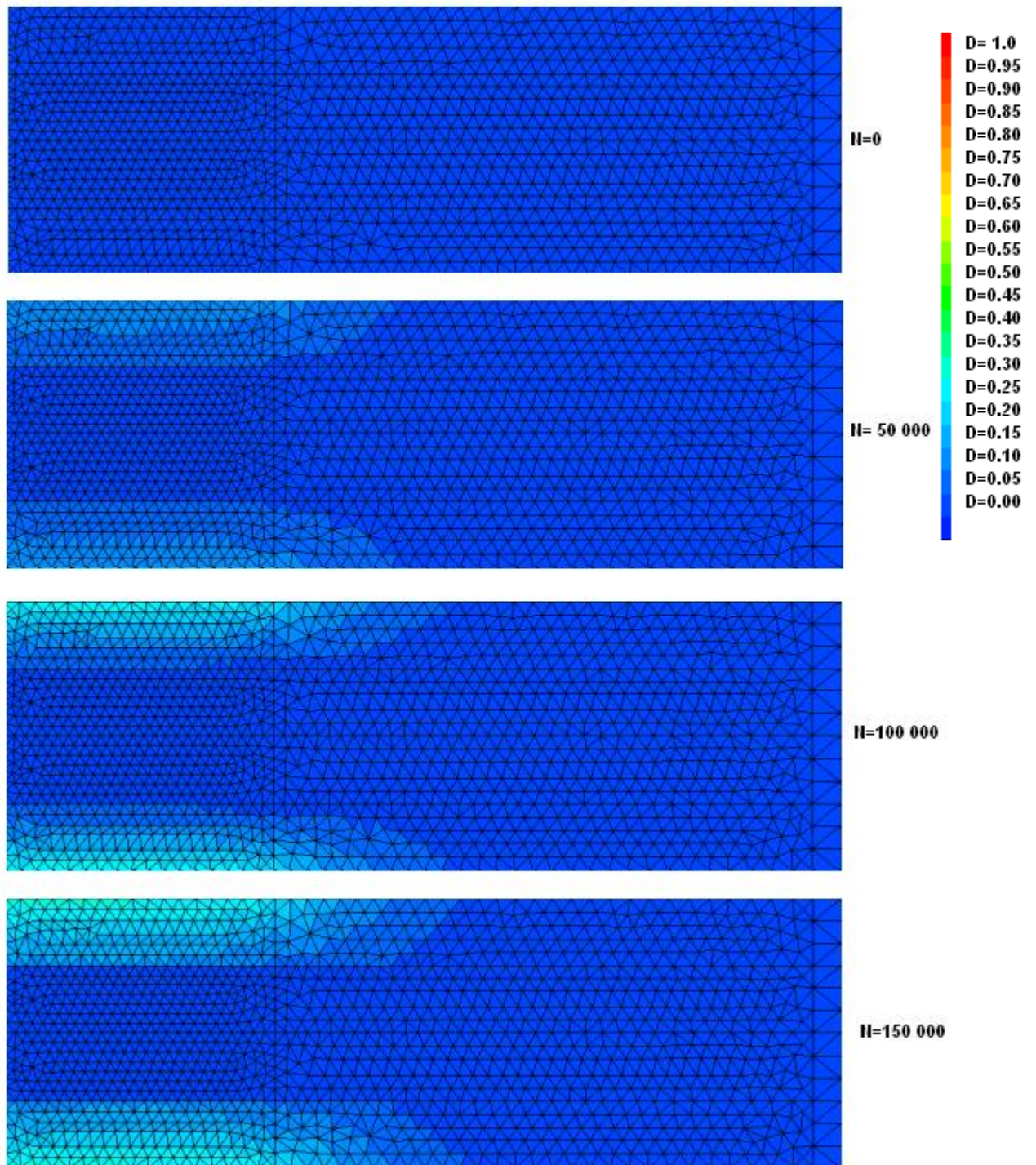


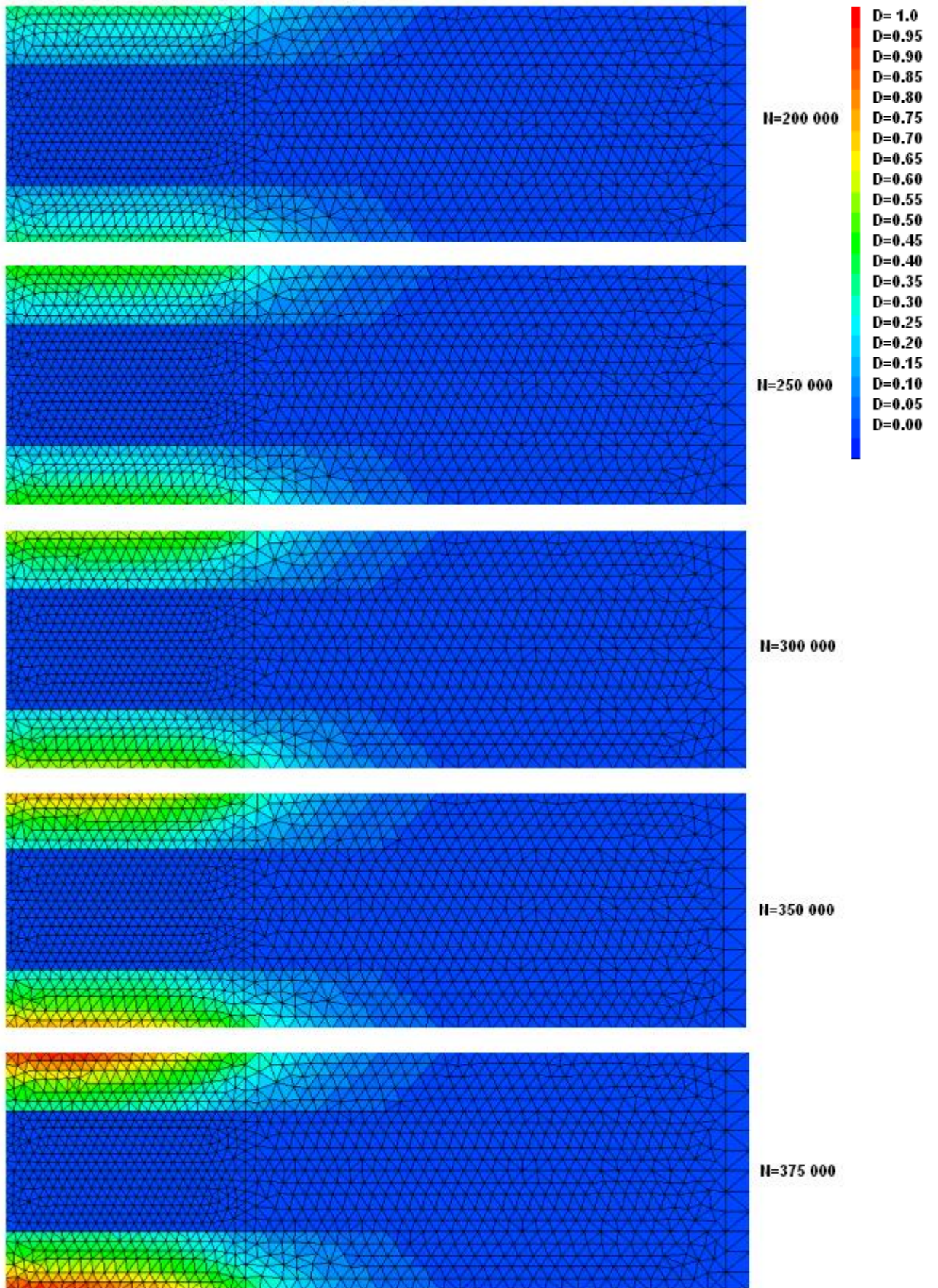
E3. Evolution de l'endommagement du BBSG avec le modèle 3NR à $\epsilon = 150$ $\mu\text{m}/\text{m}$, de 0 à 300 000 cycles

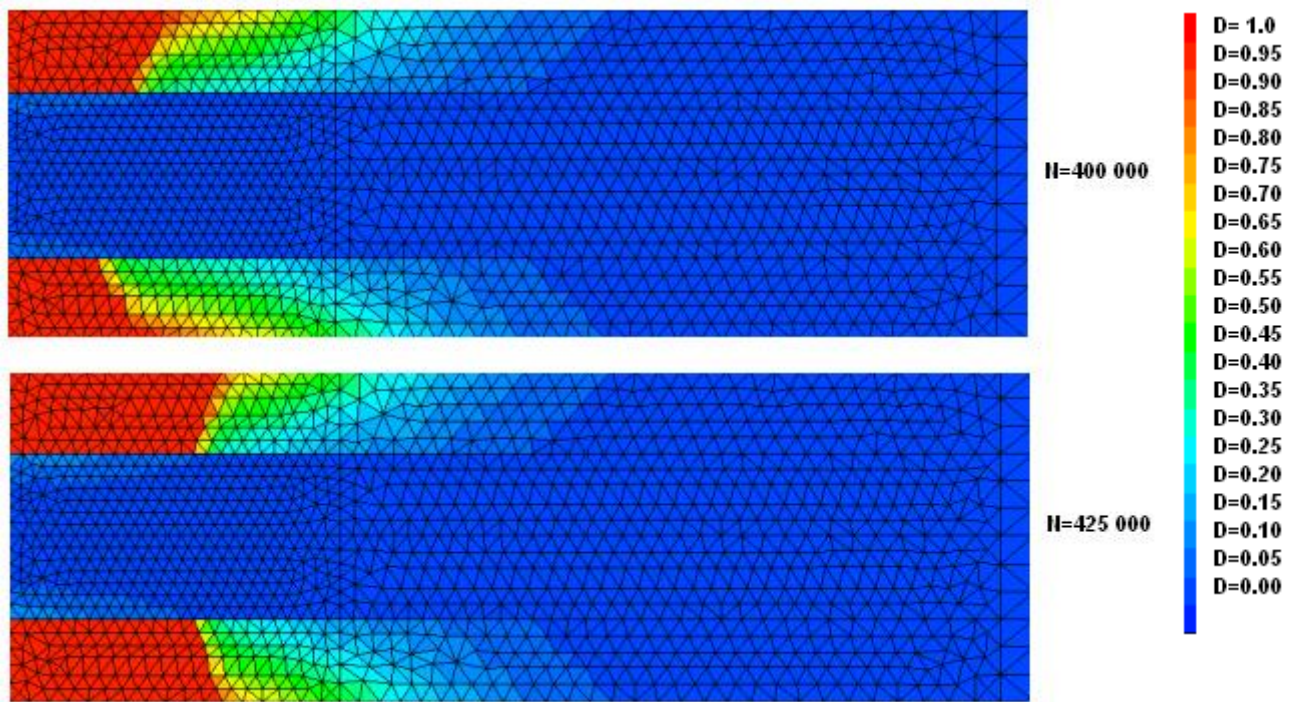




E4. Evolution de l'endommagement du composite avec le modèle 4R à $\epsilon = 150$ $\mu\text{m}/\text{m}$, de 0 à 425 000 cycles







F. Détermination de la droite et de la courbe de fatigue du BBSG

F1. Calcul de la droite de fatigue du BBSG non-renforcé (NR)

Droite de fatigue NR							
N° essai	epsilon e	ln e	ln N=38,927-5,293lne	ln(Nexp)	ln N - ln (Nexp)	[ln N - ln (Nexp)] ²	
1	150,1	5,011302	12,402180	12,543651	-0,141472	0,020014	0,8955 coeff det. R2
2	150,2	5,011968	12,398655	12,748135	-0,349481	0,122137	0,1045 1-R2
3	150,1	5,011302	12,402180	12,621719	-0,219539	0,048197	1,7762 ((1-R2)*17
4	150,2	5,011968	12,398655	12,267873	0,130782	0,017104	0,1110 ((1-R2)*17/16
5	150,1	5,011302	12,402180	12,005241	0,396939	0,157561	0,3332 racine[((1-R2)*17/16]
6	150,2	5,011968	12,398655	12,403242	-0,004587	0,000021	0,6677 SN
7	136	4,912655	12,924318	12,701409	0,222909	0,049688	0,2225 Sxy
8	135,2	4,906755	12,955545	13,267554	-0,312009	0,097350	
9	135,2	4,906755	12,955545	12,833481	0,122064	0,014900	
10	135,2	4,906755	12,955545	13,199417	-0,243872	0,059474	
11	135,2	4,906755	12,955545	12,583824	0,371721	0,138177	
12	135,3	4,907495	12,951631	12,836733	0,114899	0,013202	
13	116	4,753590	13,766247	13,651473	0,114774	0,013173	
14	116,1	4,754452	13,761686	13,851264	-0,089578	0,008024	
15	116,1	4,754452	13,761686	13,905660	-0,143974	0,020729	
16	110,8	4,707727	14,009002	13,997832	0,011170	0,000125	
17	110,8	4,707727	14,009002	14,093142	-0,084140	0,007080	
18	111,7	4,715817	13,966182	13,896436	0,069746	0,004865	
				mode=	12,835	somme=	0,7918180
				moyenne=	13,078	variance=	0,0439899
				mediane=	12,835	ecart type global S=	0,2097377

F2. Calcul de la courbe de fatigue du BBSG non-renforcé

Courbe de fatigue NR							
N° essai	epsilon e	ln e	lnN=111-34,945lne+3,048lne ²	ln(Nexp)	ln N - ln (Nexp)	[ln N - ln (Nexp)] ²	
1	150,1	5,011302	12,424927	12,543651	-0,118724	0,014095	0,8974 coeff det. R2
2	150,2	5,011968	12,422001	12,748135	-0,326135	0,106364	0,1026 1-R2
3	150,1	5,011302	12,424927	12,621719	-0,196792	0,038727	1,7443 ((1-R2)*17
4	150,2	5,011968	12,422001	12,267873	0,154128	0,023755	0,1090 ((1-R2)*17/16
5	150,1	5,011302	12,424927	12,005241	0,419686	0,176137	0,3302 racine[((1-R2)*17/16]
6	150,2	5,011968	12,422001	12,403242	0,018759	0,000352	0,6677 SN
7	136,0	4,912655	12,888250	12,701409	0,186841	0,034909	0,2204 Sxy
8	135,2	4,906755	12,917839	13,267554	-0,349715	0,122300	
9	135,2	4,906755	12,917839	12,833481	0,084359	0,007116	
10	135,2	4,906755	12,917839	13,199417	-0,281578	0,079286	
11	135,2	4,906755	12,917839	12,583824	0,334015	0,111566	
12	135,3	4,907495	12,914119	12,836733	0,077387	0,005989	
13	116,0	4,753590	13,760288	13,651473	0,108815	0,011841	
14	116,1	4,754452	13,755148	13,851264	-0,096116	0,009238	
15	116,1	4,754452	13,755148	13,905660	-0,150512	0,022654	
16	110,8	4,707727	14,040371	13,997832	0,042539	0,001810	
17	110,8	4,707727	14,040371	14,093142	-0,052771	0,002785	
18	111,7	4,715817	13,990035	13,896436	0,093599	0,008761	
						somme=	0,777685
						variance=	0,043205
						ecart type global S=	0,207858

G. Détermination de la droite et de la courbe de fatigue du composite BBSG + CIDEX 100SB

G1. Calcul de la droite de fatigue du composite (R)

Droite de fatigue R								
N° essai	epsilon e	ln e	ln N=42,426-5,905lne	ln(Nexp)	ln N - ln (Nexp)	[ln N - ln (Nexp)] ²		
1	150,09	5,011209	12,834811	12,826598	0,008213	0,000067	0,8961	coeff det. R2
2	150,15	5,011603	12,832482	12,689708	0,142774	0,020385	0,1039	1-R2
3	150,07	5,011099	12,835463	12,814723	0,020740	0,000430	1,9742	(1-R2)*19
4	150,15	5,011610	12,832441	12,736671	0,095769	0,009172	0,1097	(1-R2)*19/18
5	150,17	5,011790	12,831379	12,918660	-0,087281	0,007618	0,3312	racine[(1-R2)*19/18]
6	150,10	5,011287	12,834349	12,656001	0,178348	0,031808	0,5289	SN
7	135,18	4,906626	13,452375	13,613639	-0,161264	0,026006	0,1752	Sxy
8	135,21	4,906830	13,451171	13,674189	-0,223018	0,049737		
9	135,31	4,907556	13,446882	13,363960	0,082922	0,006876		
10	135,22	4,906881	13,450866	13,438123	0,012743	0,000162		
11	135,48	4,908841	13,439295	13,374809	0,064486	0,004158		
12	135,27	4,907259	13,448635	13,451969	-0,003334	0,000011		
13	129,00	4,859812	13,728808	13,738154	-0,009346	0,000087		
14	129,30	4,862135	13,715091	13,969193	-0,254102	0,064568		
15	129,00	4,859812	13,728808	13,763122	-0,034314	0,001177		
16	126,35	4,839055	13,851379	13,706454	0,144924	0,021003		
17	126,33	4,838933	13,852101	14,272546	-0,420445	0,176774		
18	126,31	4,838741	13,853237	13,870131	-0,016895	0,000285		
19	115,30	4,747537	14,391791	14,041067	0,350724	0,123008		
20	115,30	4,747537	14,391791	14,296893	0,094899	0,009006		
				mode=	13,4608	somme=	0,552340	
				moyenne=	13,4608	variance=	0,027617	
				mediane=	13,5328	ecart type global S=	0,166184	

G2. Calcul de la courbe de fatigue du composite

Courbe de fatigue R								
N° essai	epsilon e	ln e	lnN=-245,61+111,73lne-12,007lne ²	ln (Nexp)	ln N - ln (Nexp)	[ln N - ln (Nexp)] ²		
1	150,1	5,011209	12,770008	12,826598	-0,056590	0,003202	0,926278	coeff det. R2
2	150,1	5,011603	12,766612	12,689708	0,076904	0,005914	0,073722	1-R2
3	150,1	5,011099	12,770959	12,814723	-0,043764	0,001915	1,400714	(1-R2)*19
4	150,1	5,011610	12,766551	12,736671	0,029879	0,000893	0,077817	(1-R2)*19/18
5	150,2	5,011790	12,765000	12,918660	-0,153659	0,023611	0,278958	racine[(1-R2)*19/18]
6	150,1	5,011287	12,769335	12,656001	0,113333	0,012844	0,528943	SN
7	135,2	4,906626	13,539055	13,613639	-0,074584	0,005563	0,147553	Sxy
8	135,2	4,906830	13,537812	13,674189	-0,136377	0,018599		
9	135,3	4,907556	13,533373	13,363960	0,169413	0,028701		
10	135,2	4,906881	13,537496	13,438123	0,099373	0,009875		
11	135,5	4,908841	13,525489	13,374809	0,150681	0,022705		
12	135,3	4,907259	13,535189	13,451969	0,083220	0,006926		
13	129,0	4,859812	13,798196	13,738154	0,060042	0,003605		
14	129,3	4,862135	13,786579	13,969193	-0,182615	0,033348		
15	129,0	4,859812	13,798196	13,763122	0,035074	0,001230		
16	126,3	4,839055	13,896259	13,706454	0,189805	0,036026		
17	126,3	4,838933	13,896806	14,272546	-0,375740	0,141180		
18	126,3	4,838741	13,897666	13,870131	0,027535	0,000758		
19	115,3	4,747537	14,205243	14,041067	0,164176	0,026954		
20	115,3	4,747537	14,205243	14,296893	-0,091649	0,008400		
				somme=		0,392249		
				variance=		0,019612		
				ecart type global S=		0,140044		

G3. Calcul de la droite et de la courbe de fatigue du composite à partir de 16 essais 4PB

Numéro éprouvette	Déformation ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Déplacement z [mm]	E_{ini} [MPa]	E_{fat} [MPa]	N_{fat} [cycles]
1r	150.1	0.1150	12 650	6 325	371 981
2r	150.1		12 610	6 305	324 392
3r	150.1		11 790	5 895	367 590
4r	150.1		12 258	6 129	339 990
5r	150.2		12 540	6 270	407 852
6r	150.1		11 386	5 693	313 640
moyenne	150.1		0.1150	12 206	6 103
7r	135.2	0.1035	13 470	6 735	817 200
8r	135.2		12 692	6 346	868 210
9r	135.3		12 042	6 021	636 640
10r	135.2		12 222	6 111	685 650
11r	135.5		11 864	5 932	643 584
12r	135.3		12 000	6 000	695 210
moyenne	135.25		0.1035	12 382	6 191
13r	129.3	0.0989	12 576	6 288	1 166 121
14r	126.3	0.0966	12 616	6 308	1 579 385
15r	115.3	0.0882	12 870	6 590	1 253 020
16r	115.3		12 846	6 423	1 618 310
moyenne	115.3	0.0882	12 858	6 429	1 435 665
Epsilon 6	127.4	$E_{\text{moy}} = 12 402$		6 201	1 000 000

Tableau g1. Résultats expérimentaux de fatigue en 4PB sur les 16 éprouvettes composites considérées

1. La droite de fatigue du béton bitumineux renforcée par grilles en fibre de verre est :

$$\ln N = 42,752 - 5,97 \ln \varepsilon$$

d'où résulte une valeur $\varepsilon_6 = 127,4 \mu\text{m}/\text{m}$.

La valeur de $R^2 = 0,890$ et de $r = 0,943$ montre une bonne corrélation. L'écart type global $S = 0,182$ et l'écart type résiduel $S_{x/y} = 0,194$ (avec $SN = 0,567$ et $\sqrt{\frac{(1-r^2) \cdot (N-1)}{N-2}} = 0,342$) confirment que la droite exprime bien la loi de fatigue du matériau composite.

2. L'équation de la courbe de fatigue est :

$$\ln N = -284,76 + 127,92 \ln \varepsilon - 13,68 (\ln \varepsilon)^2$$

La forme polynomiale améliore légèrement les résultats : les coefficients $R^2 = 0,929$ et $r = 0,964$, les écarts type $S = 0,147$ et $S_{x/y} = 0,156$.

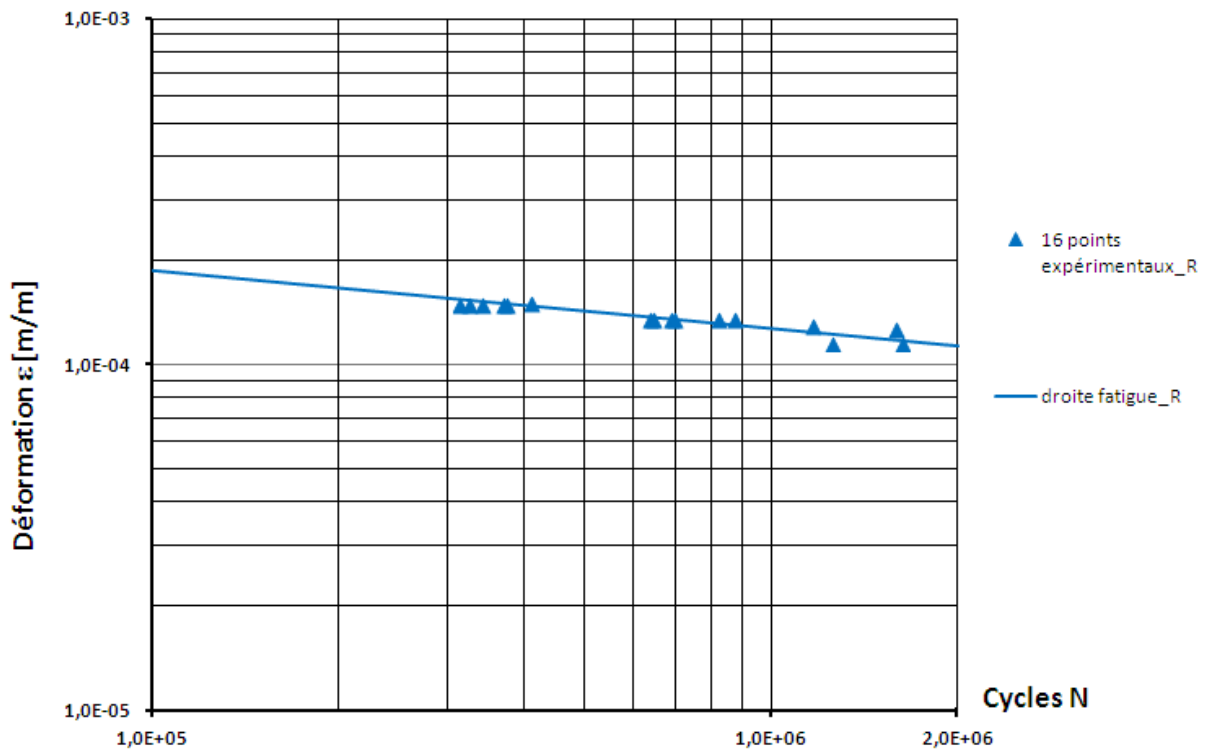


Figure g1. Droite de fatigue du composite BBSG+GFV (16 essais)

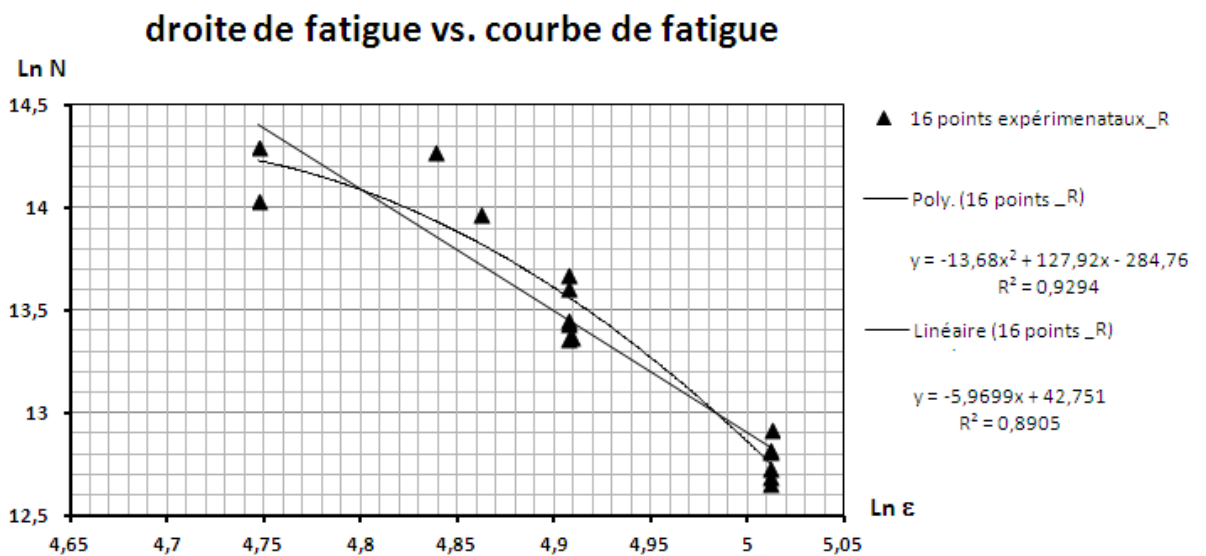


Figure g2. La droite de fatigue vs. la courbe de fatigue pour le composite BBSG+CIDEX (16 essais)

La comparaison de la droite de fatigue du béton bitumineux non-renforcé (à partir de 18 essais) avec la droite de fatigue du béton bitumineux renforcé (à partir de 16 essais) met en évidence une augmentation de la pente de fatigue d'environ 12,8% due à l'utilisation du renfort. Cette augmentation est interprétée par un gain de 11% sur la valeur de ε_6 , respectivement de 115 $\mu\text{m/m}$ (non renforcé) à 127,4 $\mu\text{m/m}$ (renforcé).

Le point I d'intersection de deux droites de fatigue est la solution du système d'équations ci-dessous :

$$\begin{cases} \ln N = 38,927 - 5,293 \ln \varepsilon \\ \ln N = 42,752 - 5,97 \ln \varepsilon \end{cases} \quad \text{d'où } I(\ln \varepsilon; \ln N) = I(284,25 ; 8284)$$

Ceci signifie que sous une sollicitation en déformation $\varepsilon = 284 \cdot 10^{-6} \text{ m/m}$ le béton bitumineux et le composite ont la même durée de vie de 8 284 cycles ou que la géo-grille n'influence pas la durée de vie. Toutefois, cette durée de vie est située hors de l'intervalle de définition des durées de vie en fatigue ($5 \cdot 10^4, 10^7$), ce qui signifie que dans le domaine de fatigue la grille en fibre de verre va renforcer le béton bitumineux et que dans ce domaine les droites de fatigue ne se coupent pas.

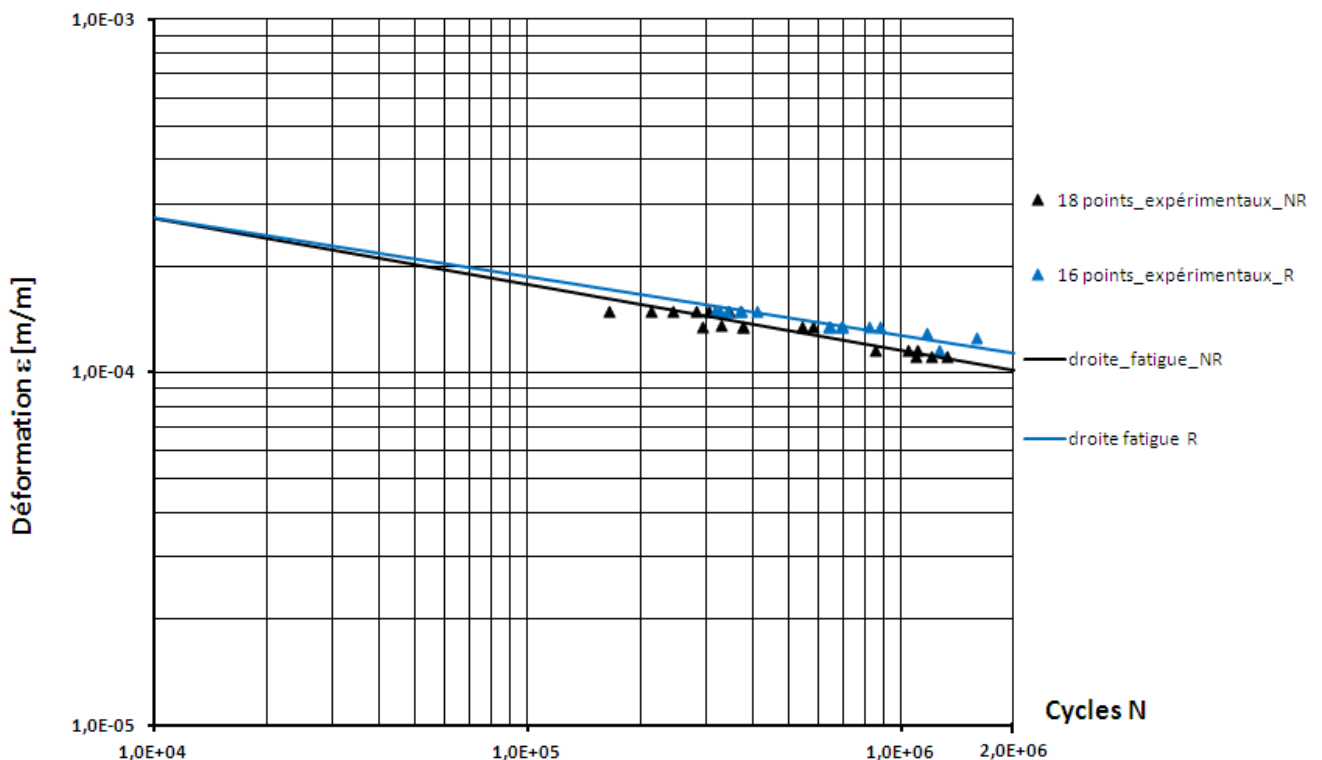


Figure g3. Intersection des droites de fatigues du béton bitumineux (NR) et renforcé par géo-grilles (R)

H. Prédiction de l'endommagement avec le modèle de Castro-Sanchez

H1. Cas du BBSG non-renforcé (NR) aux niveaux : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 113,5 \mu\text{m/m}$

e= 150,15NR lne= 5,01163479	expérimental					Modèle NR, e =150	modélisation Castro-Sanchez		
	E/Ei	D	N	lnN	c=ln(N/Nf)/ln2D	lnD=(lnN-39,253+5,293*lne)/cm	D*=e*lnD	D* - D	(D* - D)2
	1	0	0	*			0	-	-
	0,95	0,05	9863	9,196495	1,417337	-7,510472	0,001	- 0,049	0,002
	0,9	0,1	41919	10,643502	1,128674	-4,431733	0,012	- 0,088	0,008
	0,85	0,15	84325	11,342436	0,928258	-2,944641	0,053	- 0,097	0,009
	0,8	0,2	132321	11,792987	0,727985	-1,986021	0,137	- 0,063	0,004
	0,75	0,25	171371	12,051586	0,589265	-1,435811	0,238	- 0,012	0,000
	0,7	0,3	199986	12,206001	0,497297	-1,107268	0,330	0,030	0,001
	0,65	0,35	222138	12,311055	0,417686	-0,883749	0,413	0,063	0,004
	0,6	0,4	239457	12,386128	0,331201	-0,724020	0,485	0,085	0,007
	0,55	0,45	250336	12,430558	0,279755	-0,629487	0,533	0,083	0,007
	0,5	0,5	257824	12,460033	-	-0,566774	0,567	0,067	0,005
	0,45	0,55	263749	12,482754	0,238387	-0,518432	0,595	0,045	0,002
	0,4	0,6	269399	12,503949	0,240873	-0,473335	0,623	0,023	0,001
	0,35	0,65	274647	12,523241	0,240918	-0,432289	0,649	- 0,001	0,000
	0,3	0,7	278912	12,538650	0,233652	-0,399503	0,671	- 0,029	0,001
	Nr= 336521		c= 0,559329764				1	somme=	0,051
			cm=0,47					variance=	0,004
								ec type=	0,060

e= 135,35NR lne= 4,90786402	expérimental					Modèle NR, e =135	modélisation Castro-Sanchez		
	E/Ei	D	N	lnN	c=ln(N/Nf)/ln2D	lnD=(lnN-39,253+5,293*lne)/cm	D*=e*lnD	D* - D	(D* - D)2
	1	0	0	*		*lnD	0	-	-
	0,95	0,05	21000	9,952278	1,295570	-7,071060	0,001	-0,049	0,002
	0,9	0,1	70687	11,166019	1,099401	-4,488631	0,011	-0,089	0,008
	0,85	0,15	145150	11,885522	0,872042	-2,957774	0,052	-0,098	0,010
	0,8	0,2	219957	12,301187	0,692193	-2,073381	0,126	-0,074	0,006
	0,75	0,25	282857	12,552697	0,552177	-1,538253	0,215	-0,035	0,001
	0,7	0,3	330535	12,708466	0,444321	-1,206829	0,299	-0,001	0,000
	0,65	0,35	361181	12,797134	0,387756	-1,018174	0,361	0,011	0,000
	0,6	0,4	382850	12,855398	0,358687	-0,894208	0,409	0,009	0,000
	0,55	0,45	399568	12,898140	0,353992	-0,803267	0,448	-0,002	0,000
	0,5	0,5	414752	12,935437	-	-0,723913	0,485	-0,015	0,000
	0,45	0,55	425905	12,961971	0,278396	-0,667457	0,513	-0,037	0,001
	0,4	0,6	437149	12,988029	0,288458	-0,612014	0,542	-0,058	0,003
	0,35	0,65	448258	13,013123	0,296101	-0,558623	0,572	-0,078	0,006
	0,3	0,7	458159	13,034972	0,295819	-0,512137	0,599	-0,101	0,010
	0,25	0,75	467183	13,054477	0,293589	-0,470636	0,625	-0,125	0,016
	Nr= 582844,00		c= 0,536321557				1	somme=	0,064
			cm=0,47					variance=	0,004
								ec type=	0,065

e= 113,5 lne= 4,73180284	expérimental					Modèle NR, e =113,5	modélisation Castro-Sanchez		
	E/Ei	D	N	lnN	c=ln(N/Nf)/ln2D	lnD=(lnN-39,253+5,293*lne)/cm	D*=e*lnD	D* - D	(D* - D)2
	1	0	0	*			0	-	-
	0,95	0,05	264167	12,484335	0,618443075	-3,666451251	0,026	- 0,024	0,001
	0,9	0,1	502500	13,127351	0,485264065	-2,29833333	0,100	0,000	0,000
	0,85	0,15	712222	13,476144	0,358985543	-1,556219389	0,211	0,061	0,004
	0,8	0,2	846667	13,649062	0,282978909	-1,188309008	0,305	0,105	0,011
	0,75	0,25	931201	13,744230	0,23677977	-0,985824494	0,373	0,123	0,015
	0,7	0,3	985129	13,800528	0,211080692	-0,866041932	0,421	0,121	0,015
	0,65	0,35	1019397	13,834722	0,206437661	-0,793288134	0,452	0,102	0,010
	0,6	0,4	1049512	13,863836	0,199501396	-0,731344111	0,481	0,081	0,007
	0,55	0,45	1074414	13,887285	0,199959281	-0,681451266	0,506	0,056	0,003
	0,5	0,5	1097289	13,908353	-	-0,636626132	0,529	0,029	0,001
	Nr= 1480022		c= 0,311047821				1	somme=	0,066
			cm=0,47					variance=	0,007
								ec type=	0,081

H2. Cas du BBSG renforcé (R) aux niveaux : $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 135 \mu\text{m/m}$, $\varepsilon = 127,5 \mu\text{m/m}$ et $\varepsilon = 115 \mu\text{m/m}$

e= lne=	150,10 5,011301739	expérimental				Modèle R, e =150	modélisation Castro-Sanchez			
		E/Ei	Dexp	N	lnN	c=ln(N/nf)/ln2D	lnD=(lnN-43,008+5,905*lne)/c	D*=e^lnD	D*-D	(D*-D)2
		1	0	0	*			0		
		0,95	0,05	15458	9,645904	1,360136	-4,488523	0,011	- 0,039	0,002
		0,9	0,1	61333	11,024079	1,089606	-2,847839	0,058	- 0,042	0,002
		0,85	0,15	124017	11,728176	0,871744	-2,009628	0,134	- 0,016	0,000
		0,8	0,2	175214	12,073765	0,768279	-1,598212	0,202	- 0,002	0,000
		0,75	0,25	213225	12,270103	0,732354	-1,364476	0,256	- 0,006	0,000
		0,7	0,3	247577	12,419478	0,701324	-1,186650	0,305	- 0,005	0,000
		0,65	0,35	278095	12,535719	0,678525	-1,048267	0,351	- 0,001	0,000
		0,6	0,4	306931	12,634377	0,642435	-0,930817	0,394	- 0,006	0,000
		0,55	0,45	331754	12,712148	0,622473	-0,838232	0,432	- 0,018	0,000
		0,5	0,5	354241	12,777732	x	-0,760156	0,468	- 0,032	0,001
		0,45	0,55	376049	12,837475	0,626821	-0,689034	0,502	- 0,048	0,002
		0,4	0,6	396104	12,889432	0,612654	-0,627180	0,534	- 0,066	0,004
		0,35	0,65	408469	12,920171	0,542905	-0,590586	0,554	- 0,096	0,009
		Nr= 670824				0,770771		D= 1,000	somme=	0,021
						cm=0,84			variance=	0,002
									ec type=	0,040

e= lne=	135,25 4,907124918	expérimental				Modèle R, e =135	modélisation Castro-Sanchez			
		E/Ei	D	N	lnN	c=ln(N/nf)/ln2D	lnD=(lnN-43,008+5,905*lne)/cm	D*=e^lnD	D*-D	(D*-D)2
		1	0	0	*	x	x	0,000	0,000	0,000
		0,95	0,05	35250	10,470221	1,312829	-4,239532	0,014	-0,036	0,001
		0,9	0,1	112883	11,634106	1,155071	-2,853954	0,058	-0,042	0,002
		0,85	0,15	199551	12,203824	1,070869	-2,175718	0,114	-0,036	0,001
		0,8	0,2	272886	12,516809	1,065505	-1,803117	0,165	-0,035	0,001
		0,75	0,25	347298	12,757937	1,060646	-1,516060	0,220	-0,030	0,001
		0,7	0,3	440629	12,995958	0,973253	-1,232701	0,292	-0,008	0,000
		0,65	0,35	526518	13,174040	0,894599	-1,020699	0,360	0,010	0,000
		0,6	0,4	611381	13,323476	0,760249	-0,842799	0,431	0,031	0,001
		0,55	0,45	676648	13,424906	0,647443	-0,722049	0,486	0,036	0,001
		0,5	0,5	724416	13,493121	x	-0,640841	0,527	0,027	0,001
		0,45	0,55	750509	13,528507	0,371270	-0,598715	0,550	0,000	0,000
		0,4	0,6	771278	13,555804	0,343807	-0,566218	0,568	-0,032	0,001
		0,35	0,65	786163	13,574920	0,311776	-0,543461	0,581	-0,069	0,005
		0,3	0,7	798405	13,590371	0,289029	-0,525067	0,592	-0,108	0,012
		Nr= 1241000				0,7889		D= 1	somme=	0,027
						cm=0,84			variance=	0,002
									ec type=	0,044

e= lne=	127,5 4,848116365	expérimental				Modèle R, e =127,5	modélisation Castro-Sanchez			
		E/Ei	D	N	lnN	c=ln(N/nf)/ln2D	lnD=(lnN-43,008+5,905*lne)/c	D*=e^lnD	D*-D	(D*-D)2
		1	0	0	*	x		0,000		
		0,95	0,05	194167	12,176472	0,751428	-2,623096	0,073	0,023	0,001
		0,9	0,1	397500	12,892950	0,629877	-1,770146	0,170	0,070	0,005
		0,85	0,15	538367	13,196295	0,590049	-1,409021	0,244	0,094	0,009
		0,8	0,2	609729	13,320770	0,639457	-1,260837	0,283	0,083	0,007
		0,75	0,25	682870	13,434060	0,681872	-1,125967	0,324	0,074	0,006
		0,7	0,3	785772	13,574422	0,650469	-0,958871	0,383	0,083	0,007
		0,65	0,35	903724	13,714279	0,539480	-0,792374	0,453	0,103	0,011
		0,6	0,4	996886	13,812392	0,422626	-0,675573	0,509	0,109	0,012
		0,55	0,45	1050251	13,864540	0,400135	-0,613492	0,541	0,091	0,008
		0,5	0,5	1095474	13,906698	x	-0,563303	0,569	0,069	0,005
		Nr= 1799600				0,589488		D= 1	somme=	0,069
						cm=0,84			variance=	0,007
									ec type=	0,083

e=	115,3	expérimental				Modèle R, e =115	modélisation Castro-Sanchez				
		E/Ei	D	N	lnN	c=ln(N/nf)/ln2D	lnD=(lnN-43,008+5,905*Ine)/c	D*=e^lnD	D*-D	(D*-D)2	
Ine=	4,747537427	1	0	0	*			0	-	0	
		0,95	0,05	115000	11,652687	1,096355	-3,953695	0,019	-	0,031	0,001
		0,9	0,1	200000	12,206073	1,224692	-3,294903	0,037	-	0,063	0,004
		0,85	0,15	332500	12,714395	1,214931	-2,689758	0,068	-	0,082	0,007
		0,8	0,2	475000	13,071070	1,207115	-2,265145	0,104	-	0,096	0,009
		0,75	0,25	643300	13,374366	1,158156	-1,904077	0,149	-	0,101	0,010
		0,7	0,3	786408	13,575231	1,178304	-1,664953	0,189	-	0,111	0,012
		0,65	0,35	911177	13,722492	1,274681	-1,489642	0,225	-	0,125	0,016
		0,6	0,4	1090945	13,902555	1,230526	-1,275282	0,279	-	0,121	0,015
		0,55	0,45	1253214	14,041222	1,290019	-1,110202	0,329	-	0,121	0,015
		0,5	0,5	1435665	14,177139	x	-0,948396	0,387	-	0,113	0,013
		Nr=		3184454		1,208309		D=	1	somme=	0,101
						Cm=0,84				variance=	0,010
										ec type=	0,100

I. Progression en images des fissures de fatigue post-essais 4PB

I1. Progression des fissures de la poutre 20R, après l'essai de fatigue 4PB à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$



Figure i1. Etat de fissuration à 0 h en flexion post-essai 4PB



Figure i2. Etat de fissuration après 5h en flexion post-essai 4PB



Figure i3. Etat de fissuration après 24h en flexion post-essai 4PB



Figure i4. Etat de fissuration après 48h en flexion post-essai 4PB

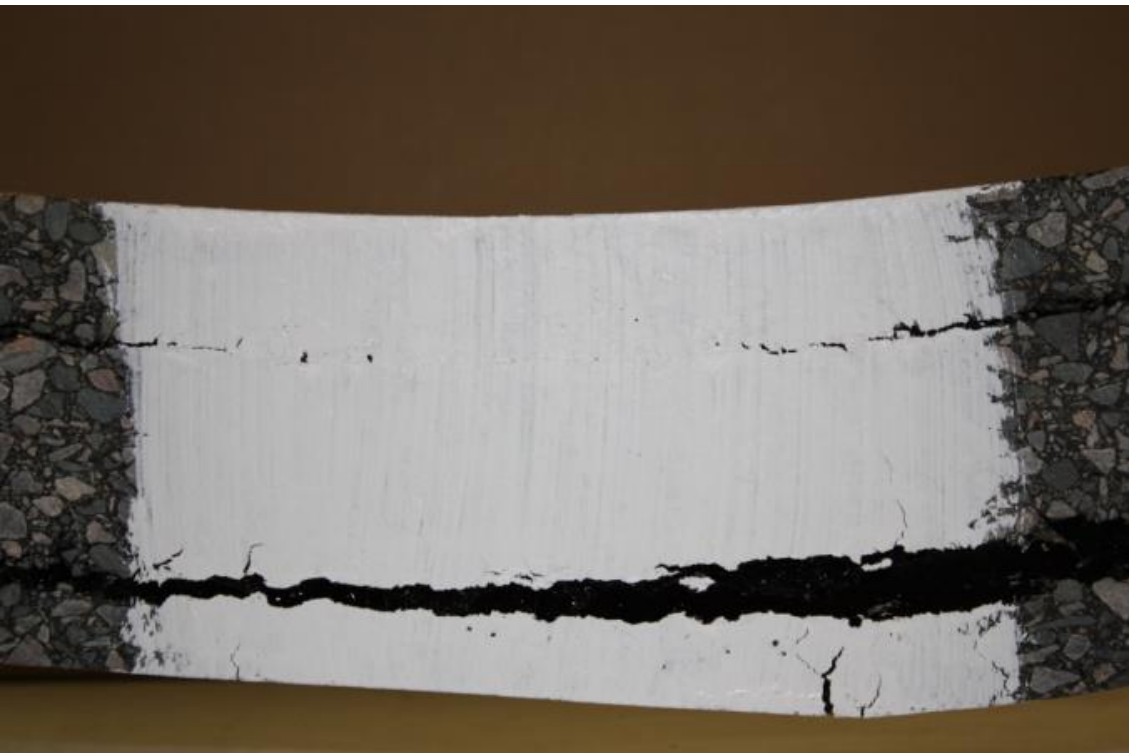


Figure i5. Etat de fissuration après 72h en flexion post-essai 4PB

I2. Progression des fissures de la poutre 19R, après l'essai de fatigue 4PB à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$



Figure i6. Etat de fissuration à 0h en flexion post-essai 4PB



Figure i7. Etat de fissuration à 24h (1jour) en flexion post-essai 4PB

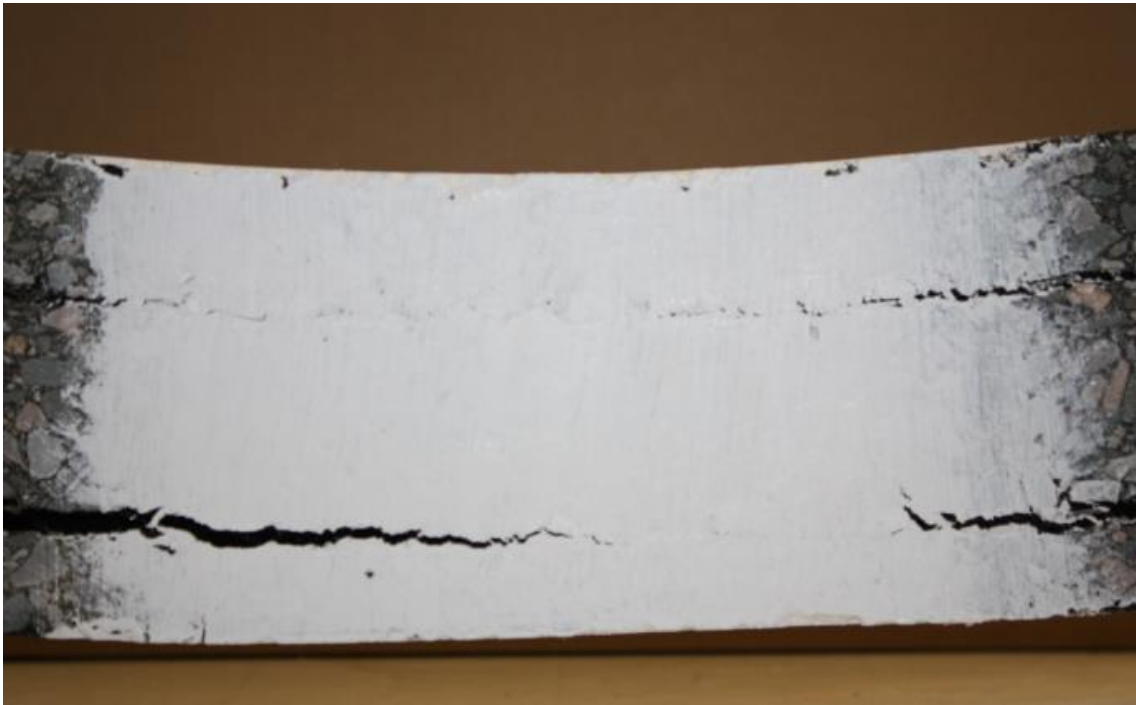


Figure i8. Etat de fissuration après 56h en flexion post-essai 4PB



Figure i9. Etat de fissuration après 80h (3 jours + 3 h) en flexion post-essai 4PB

Dans le cas de cette poutre, la couche inférieure s'est décollée avant que la fissure atteigne l'interface.

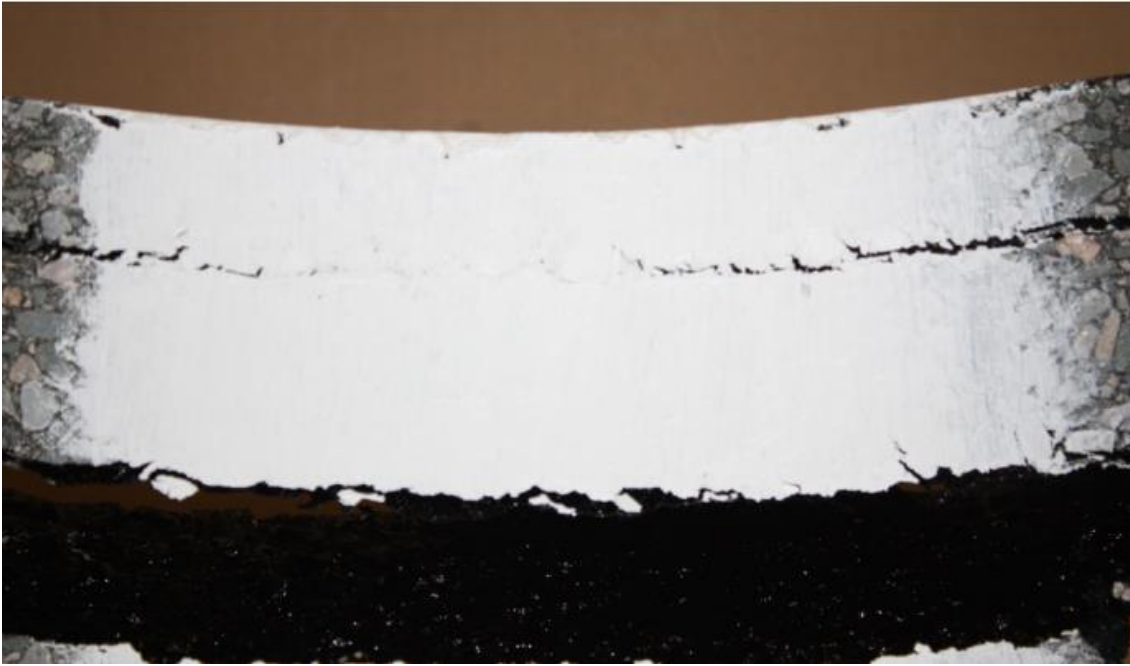


Figure i10. Etat de fissuration après 96h (4jours) en flexion post-essai 4PB

I3. Progression des fissures de la poutre 17NR, après l'essai de fatigue 4PB à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$



Figure i11. Etat de fissuration à 0h en flexion post-essai 4PB



Figure i12. Etat de fissuration après 24h (1 jour) en flexion post-essai 4PB



Figure i13. Etat de fissuration après 48h (2 jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i14. Etat de fissuration après 72h (3 jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i15. Etat de fissuration après 82h (3 jours+10h) en flexion post-essai 4PB

I4. Progression des fissures de la poutre 2NR, après l'essai de fatigue 4PB à $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$



Figure i16. Etat de fissuration à 0h en flexion post-essai 4PB



Figure i17. Etat de fissuration après 24h (1jour) en flexion post-essai 4PB



Figure i18. Etat de fissuration après 48h (2 jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i19. Etat de fissuration après 72h (3jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i20. Etat de fissuration après 96h (4jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i21. Etat de fissuration après 7 jours en flexion post-essai 4PB

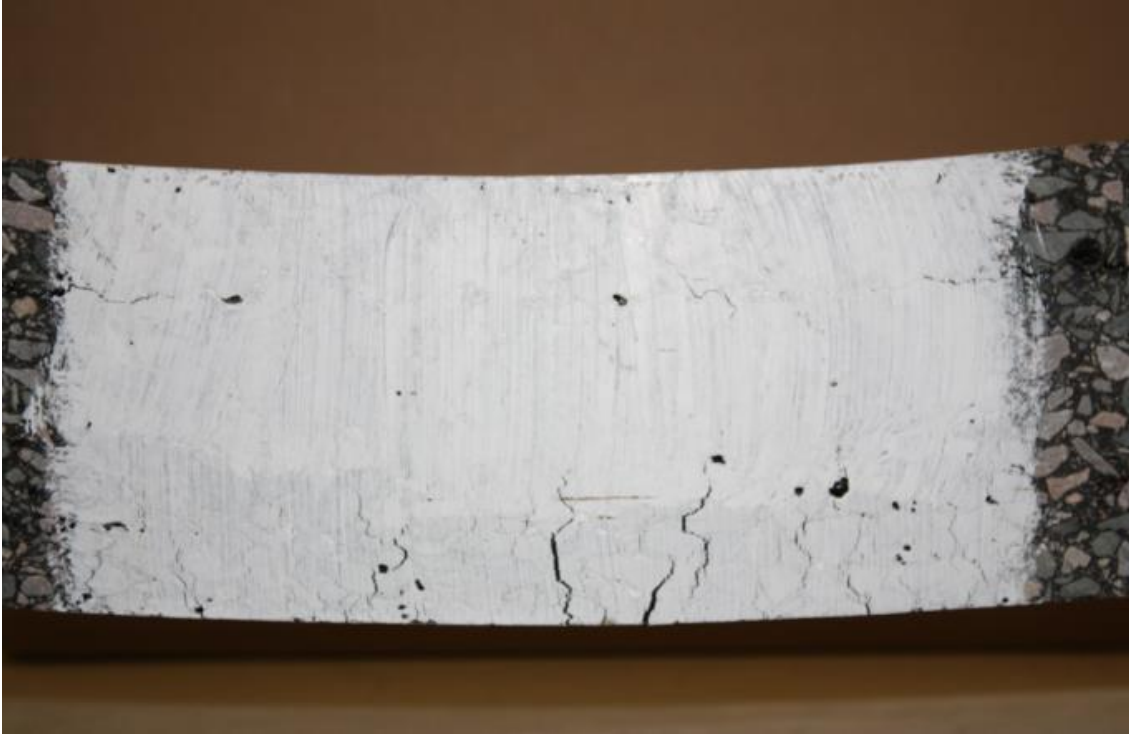


Figure i22. Etat de fissuration après 8 jours en flexion post-essai 4PB



Figure i23. Etat de fissuration après 9 jours en flexion post-essai 4PB



Figure i24. Etat de fissuration après 10 jours en flexion post-essai 4PB



Figure i25. Etat de fissuration après 10 jours + 6 h en flexion post-essai 4PB



Figure i26. Etat de fissuration après 10 jours + 10 h en flexion post-essai 4PB

I5. Progression des fissures de la poutre 6R, après l'essai de fatigue 4PB à $\epsilon = 150$ $\mu\text{m}/\text{m}$



Figure i27. Etat de fissuration après 0h en flexion post-essai 4PB



Figure i28. Etat de fissuration après 24h (1 jour) en flexion post-essai 4PB



Figure i29. Etat de fissuration après 48h (2 jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i30. Etat de fissuration après 3 jours en flexion post-essai 4PB

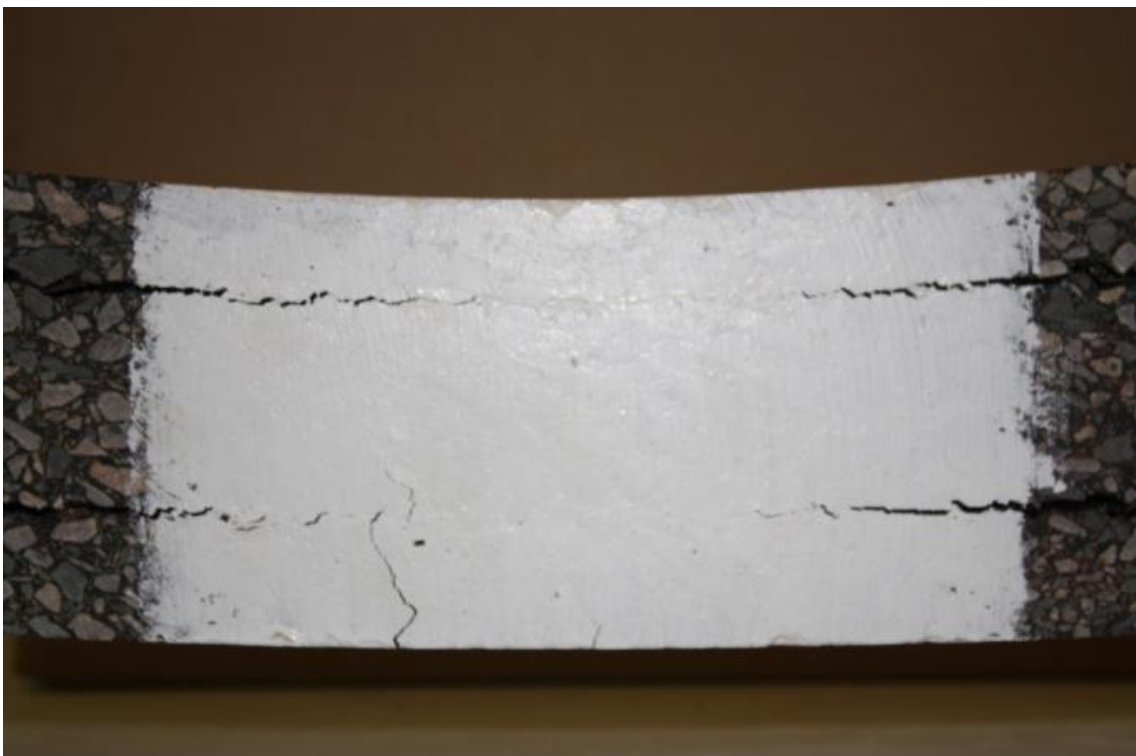


Figure i31. Etat de fissuration après 4 jours en flexion post-essai 4PB



Figure i32. Etat de fissuration après 5 jours en flexion post-essai 4PB

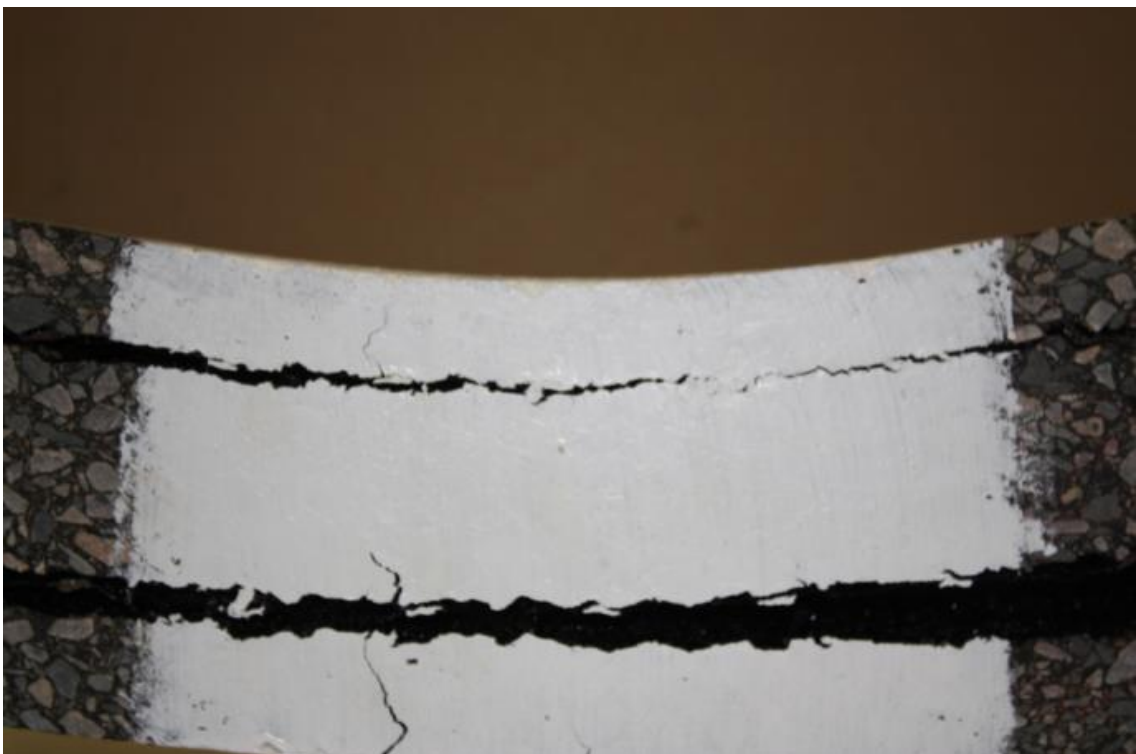


Figure i33. Etat de fissuration après 6 jours en flexion post-essai 4PB

I6. Progression des fissures de la poutre 15R, après l'essai de fatigue 4PB à $\epsilon = 129 \mu\text{m/m}$



Figure i34. Etat de fissuration à 0h en flexion post-essai 4PB



Figure i35. Etat de fissuration après 5h en flexion post-essai 4PB



Figure i36. Etat de fissuration après 24h (1 jours) en flexion post-essai 4PB



Figure i37. Etat de fissuration après 34h (1 jour + 10 h) en flexion post-essai 4PB



Figure i38. Etat de fissuration après 48h (2 jours) en flexion post-essai 4PB