

Université de Limoges

**ED 609 - Sciences et Ingénierie des Matériaux, Mécanique,
Énergétique (SIMME)**

GC2D - Laboratoire de Génie Civil, Diagnostic et Durabilité

Thèse pour obtenir le grade de
Docteur de l'Université de Limoges
Génie Civil

Présentée et soutenue par
Christina EI SAWDA

Le 11 juillet 2022

Heterogeneous fatigue modeling of asphalt mixes

Modélisation hétérogène de la fatigue des enrobés bitumineux

Thèse dirigée par Christophe PETIT et Joseph ABSI

JURY :

Président du jury

M. [Prénom Nom, grade, laboratoire, établissement de rattachement]

Rapporteurs

M. Ferhat HAMMOUM, Directeur de Recherche, Université Gustave Eiffel

M. Christian LA BORDERIE, Professeur des Universités, Université de Pau

Examineurs

M. Fateh FAKHARI TEHRANI, Maître de Conférence, Université de Limoges

Mme. Évelyne TOUSSAINT, Professeure des Universités, Université Clermont-Auvergne

Invités

M. Patrick TARDIEUX, directeur des études techniques, Limoges Métropole

A mes parents

“Everything will be okay in the end. If it's not okay, it's not the end.”

John Lennon



Remerciements

J'adresse mes remerciements à mes directeurs de thèse Professeurs Christophe Petit et Joseph Absi ainsi que mes encadrants Fateh Tehrani et Philippe Reynaud pour leur supervision et aide.

Je souhaite remercier M. Ferhat Hammoum et M. Christian La Borderie d'avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse ainsi que Mme. Évelyne Toussaint et M. Patrick Tardieux d'avoir accepté de participer au jury.

Je remercie le personnel technique, Jérôme Dopeux et Mickaël Métrope pour leur aide afin de réaliser les essais mécaniques.

Je tiens également à remercier tout particulièrement mes amis et collègues pour leur encouragement constant durant cette période.

Je souhaite remercier aussi le personnel du campus universitaire de génie civil à Egletons pour leur gentillesse et accueil.

Enfin, je voudrais remercier mes parents, ma sœur et mes frères pour leurs soutiens et encouragement continus tout au long de ma thèse.

Last of all, special thanks to my dad, who is always there when I need him.



Droits d'auteurs

Cette création est mise à disposition selon le Contrat :

« **Attribution-Pas d'Utilisation Commerciale-Pas de modification 3.0 France** »

disponible en ligne : <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr/>



Table of Contents

Remerciements	4
Droits d'auteurs	5
Table of Contents	6
List of Figures.....	10
List of Tables.....	14
Introduction	15
Chapter I. Etat de l'art.....	18
I.1. Introduction.....	18
I.2. Les matériaux	18
I.2.1. Granulats.....	18
I.2.2. Bitume	19
I.2.3. Vides	19
I.2.4. Enrobé Bitumineux	20
I.3. Comportement des matériaux	21
I.3.1. Viscoélasticité.....	21
I.3.2. Module Complexe.....	22
I.4. Type d'enrobé	22
I.4.1. Enrobé Classique	23
I.4.2. Enrobé Poreux	23
I.4.2.1. Avantages de l'enrobé poreux.....	23
I.4.2.1.1. Prévention de l'aquaplanage	23
I.4.2.1.2. Résistance au dérapage.....	24
I.4.2.1.3. Propriétés acoustiques	24
I.4.2.1.4. Effet d'infiltration	26
I.4.2.2. Inconvénients de l'enrobé poreux.....	26
I.4.2.2.1. Arrachement des granulats.....	26
I.4.2.2.2. Colmatage	26
I.4.2.2.3. Le coût du cycle de vie (Life Cycle Costs)	27
I.4.3. Conclusion	27
I.5. Caractérisation du comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux...28	
I.5.1. Essai de Module complexe.....	28
I.5.1.1. Echelle Bitume et Mastic.....	28
I.5.1.1.1. Essai au rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR)	29
I.5.1.1.2. Essai de rhéomètre à poutre de flexion	29
I.5.1.1.3. Essai de traction directe	29
I.5.1.2. Echelle Enrobé.....	30
I.5.1.3. Essai de module complexe	30
I.5.1.3.1. Essai tension-compression	31
I.5.1.3.2. Essai de torsion	31
I.6. Représentation des résultats.....	32
I.6.1. Courbes isothermes	32
I.6.2. Courbes isochrones.....	32
I.6.3. Plan Cole-Cole	32
I.6.4. Espace Black.....	32



I.6.5. Equivalence temps-température	32
I.6.6. Comportement à grande nombre de cycle	34
I.6.6.1. Notion du comportement à la fatigue.....	34
I.6.6.2. Essais de Fatigue sur matériaux bitumineux	35
I.6.6.2.1. Echelle Bitume et Mastic	35
I.6.6.2.2. Echelle Enrobé	36
I.6.6.3. Interprétation des résultats.....	37
I.6.6.4. Critère de Fatigue	39
I.6.6.5. Loi de Miner : Loi d'accumulation des dommages	40
I.6.6.6. Théorie de Kachanov	40
I.6.6.7. Modes de Sollicitations	41
I.6.6.7.1. Méthode de l'énergie dissipée	42
I.7. Etude multi-échelle de l'enrobé	46
I.8. Modélisation Numérique	48
I.8.1. Modèle des éléments finis	48
I.9. Conclusion	50
Chapter II. Experimental study of a bituminous material at different scales: Mechanical behavior of bituminous Mastic and porous asphalt mixture.....	53
II.1. Introduction	53
II.1.1. Material Properties	54
II.2. Experimental methodology of the rheological behavior of bituminous mastics	55
II.2.1. Introduction.....	55
II.2.2. Mastics Formulations.....	55
II.2.3. Mastics mechanical testing.....	55
II.2.4. Mastics' results	56
II.2.4.1. Shear Modulus and Phase Angle determination.....	57
II.2.4.1.1. Fatigue Testing.....	59
II.2.4.2. Results' transition from strain to stress mode	62
II.3. Experimental testing of the mechanical and fatigue behavior of bituminous asphalt...63	
II.3.1. Introduction.....	63
II.3.2. General overview of the experimental testing method	63
II.3.3. Samples' preparation.....	65
II.3.4. MTS' Calibration using an AU4G aluminum specimen.....	66
II.3.5. Tension-compression test on cylindrical specimens: Complex modulus testing...67	
II.3.5.1. Characteristics of the measuring equipment.....	67
II.3.5.2. Sample's Preparation for traction- compression testing.....	68
II.3.5.3. Testing Conditions	68
II.3.5.4. Data acquisition and signal processing.	69
II.3.5.5. Complex Modulus and Phase Angle determination	70
II.3.6. Torsional test on cylindrical specimens.....	71
II.3.6.1. Shear Modulus torsional testing	72
II.3.6.2. Shear Complex Modulus determination.....	74
II.3.6.3. Poisson's ratio.....	77
II.3.6.4. Torsional Fatigue	78
II.3.6.5. The usual use of fatigue tests	79
II.3.6.6. Fatigue determination	79
II.3.7. Conclusion.....	81



Chapter III. Bituminous mixes' modeling from the mesoscopic to the macroscopic scale:	
Complex modulus and Fatigue	84
III.1. Introduction	84
III.2. The Multi-scale method	84
III.2.1. Introduction.....	84
III.2.2. Multiscale application	85
III.3. Overview of the numerical process applied under ABAQUS	86
III.3.1. Model's creation	86
III.3.2. Meshing and element type.....	87
III.3.3. Loading and boundary conditions	88
III.3.4. Material definition	88
III.4. Numerical Fatigue Analysis.....	89
III.4.1. Introduction.....	89
III.4.2. Introduction of the developed fatigue damage model.....	91
III.4.3. Discussion of the adopted assumptions.....	91
III.4.3.1. Heterogeneous modeling	91
III.4.3.2. Isotropic Behavior	92
III.4.3.3. Elastic Model.....	92
III.4.3.4. Three-dimensional modeling	93
III.4.3.5. Damage accumulation law	94
III.4.4. Developing our heterogeneous fatigue modeling method	94
III.4.4.1. General overview	94
III.4.5. Validation and optimization of the numerical method using the Mastic Scale....	101
III.4.5.1.1. Granular skeleton	101
III.4.5.1.2. Conceptualizing Mastic scale using ABAQUS.....	102
III.4.5.1.3. Determining the Complex Modulus	102
III.4.5.1.4. Validating the fatigue methodology	103
III.4.5.1.5. Conclusion.....	110
III.4.6. Application of the elaborated numerical method	110
III.4.6.1. Mortar Scale Modeling	110
III.4.6.1.1. Granular skeleton	111
III.4.6.1.2. Modeling Mortar scale using ABAQUS	111
III.4.6.1.3. Determining the Complex Modulus	112
III.4.6.1.4. Determining numerically the fatigue	113
III.4.6.2. Asphalt Scale Modeling.....	117
III.4.6.2.1. Inclusions' generation	117
III.4.6.2.2. Modeling HMA scale using ABAQUS.....	118
III.4.6.2.3. Determining the Complex Modulus	119
III.4.6.2.4. Determining numerically the fatigue	119
III.4.6.3. Results' analysis and discussion	123
III.4.6.4. Conclusion	125
Conclusion Générale et Perspectives.....	126
Bibliography	130
Appendix 1. Volumetric Percentage Computation.....	142
Appendix 2. Samples' characteristics	144
Appendix 3. Sample preparation for tension-compression testing	145
Appendix 4. MTS' Calibration using an AU4G aluminum specimen.....	146



Appendix 5. Volume Computation of inclusions' filling rate152
Appendix 6. Number of cycles for different strain values defined for each scale153



List of Figures

Figure I-1. Modèle des constituants d'un enrobé bitumineux	20
Figure I-2. Comportements des enrobés en fonction de l'amplitude de la déformation et le nombreux de cycles de chargements [16]	21
Figure I-3. Illustration de la réponse viscoélastique d'un matériau et du calcul de son frottement interne.	22
Figure I-4. Interface pneu/eau/chaussée présentant l'aquaplanage "décollage".	24
Figure I-5. Phénomène du pompage d'air.....	25
Figure I-6. Types de fissures	34
Figure I-7. Essai de fatigue couramment utilisés.	36
Figure I-8. La courbe de Wöhler [108]	37
Figure I-9. L'évolution du module complexe en fonction de nombres de cycles	38
Figure I-10. Propagation de la fissure.....	39
Figure I-11. Comportement viscoélastique	42
Figure I-12. Énergie dissipée en fonction du nombre de cycles de chargement pour différents modes de pilotages	43
Figure I-13. Graphique typique du RDEC avec trois zones de comportement d'après [130].	44
Figure I-14. Modèle multi échelle de HMA	47
Figure II-1. DSR apparatus.....	53
Figure II-2. Granulometric curve of RUGOSOFT	54
Figure II-3. DSR testing principles [155]	56
Figure II-4. Isothermal curves of the norm of the complex modulus as a function of the frequency and the temperature for a) mastic 63 μm et b) mastic 250 μm	57
Figure II-5. Presentation of the complex module in a Cole-Cole plane.....	58
Figure II-6. Presentation of the shear complex module of both mastics in Black space	58
Figure II-7. Shear complex modulus in function of the temperature and the frequency	59
Figure II-8. Evolution of the stiffness as a function of the number of cycles for mastic 1, tested in strain mode	60
Figure II-9. Evolution of the stiffness as a function of the number of cycles for mastic 2, tested in strain mode	60
Figure II-10. Fatigue curves of the mastics in strain mode.....	61
Figure II-11. Converted curves of Mastic 1 and 2	63
Figure II-12. MTS 809[162].....	64
Figure II-13. Thermal chamber	64
Figure II-14. Glued sample	65



Figure II-15. Sample coring	65
Figure II-16. Sample Surfaces' polishing	66
Figure II-17. Samples dimensions	66
Figure II-18. Gages' specifications.....	67
Figure II-19. Data acquisition device.....	68
Figure II-20. Pores clogging.....	68
Figure II-21. Signal fitting.....	69
Figure II-22. Black Space of Rugosoft specimens	70
Figure II-23. Rugosoft Cole-cole diagram	70
Figure II-24. Isotherms of the complex modulus' norm of Rugosoft	71
Figure II-25. Torsion testing set up	72
Figure II-26. Torsional rotation evolution in function of the number of cycles	73
Figure II-27. Schematic of an asphalt sample	73
Figure II-28. Shear complex modulus results' of Rugosoft at 0 °C	74
Figure II-29. Shear complex modulus results' of Rugosoft at 10 °C	74
Figure II-30. Voids' influence on asphalt specimens at 10°C and 10 Hz for slab 2.....	75
Figure II-31. Voids' influence on asphalt specimens at 10°C and 10 Hz for slab 1	76
Figure II-32. Shear modulus average values of slab 1 and 2 at 10°C	77
Figure II-33. Isothermal curve of the norm of the complex Poisson coefficient as a function of the frequency	77
Figure II-34. isochronous curve of the norm of the complex Poisson coefficient as a function the temperature	78
Figure II-35. Failure of a bituminous sample.....	79
Figure II-36. Evolution of the stiffness as a function of the number of cycles	80
Figure II-37. Fatigue curve of Rugosoft	81
Figure III-1. Generation of inclusions in 2D with polygonal shapes and in 3D with spherical shapes	85
Figure III-2. Multiscale simulation of Rugosoft, a) Mastic scale, b) Mortar scale and c) HMA scale.....	86
Figure III-3. Boolean operation to obtain a matrix and a Porous matrix phase in 3D.....	86
Figure III-4. Different element meshing.....	87
Figure III-5. Loading and boundaries conditions for a 3D model to replicate shear tests.....	88
Figure III-6. Distribution of defects in a REV, on the left the damaged configuration and on the right the effective configuration.	90
Figure III-7. Fatigue Curve.....	95



Figure III-8. Volume Damage accumulation algorithm and Wohler curve.....	96
Figure III-9. Cracks' propagation	97
Figure III-10. Geometry and boundary conditions of the homogeneous model	98
Figure III-11. Damage distribution in a homogeneous model.....	98
Figure III-12. Plotting the volume of the elements in a homogeneous model	99
Figure III-13. Plotting the strain of the model's elements in homogeneous model.....	99
Figure III-14. Plotting elements' service life in homogeneous model.....	100
Figure III-15. D_I plot: Fatigue of a homogeneous model for a number of cycles, equals to 375 000.....	100
Figure III-16. Schematic representation of Mastic 2.....	101
Figure III-17. Generated inclusions using MOA proper to Mastic 2	101
Figure III-18. Geometry, boundary conditions and meshing of Mastic 2.....	102
Figure III-19. Shear Modulus Results (Experimental versus Numerical)	103
Figure III-20. Volume distribution.....	104
Figure III-21. Gamma distribution	104
Figure III-22. Local service life per cycle distribution.....	105
Figure III-23. Local damage distribution per cycle.....	105
Figure III-24. Damage evolution in function of (n)	106
Figure III-25. Global damage variation in function of n cycles and local damage	108
Figure III-26. Histogram presenting the sum of the elements' volume characterized by a local damage of 1; 0.7; 0.6 and 0.5.....	108
Figure III-27. Experimental and Numerical Fatigue curves of Mastic 2	109
Figure III-28. Summary of the Mastics' results.....	110
Figure III-29. Generated inclusions using MOA proper to the Mortar	111
Figure III-30. Geometry, boundary conditions and meshing of Numerical Mortar.....	112
Figure III-31. Element Volume.....	113
Figure III-32. Gamma distribution	113
Figure III-33. 2D cuts in the y and x axes presenting local service life per cycle distribution	114
Figure III-34. 2D cuts in the y and x axes presenting local damage distribution per cycle ...	114
Figure III-35. Damage evolution in function of (n)	115
Figure III-36. Histogram presenting the sum of the elements' volume characterized by a local damage of 1; 0.7; 0.6 and 0.5.....	116
Figure III-37. Global damage variation in function of n cycles and local damage	116
Figure III-38. Fatigue curves of the experimental mastics and the numerical mortar.....	117



Figure III-39. Generated inclusions using MOA proper to the HMA..... 118

Figure III-40. Geometry, boundary conditions and meshing of HMA 118

Figure III-41. Shear Modulus Results (Experimental versus Numerical) 119

Figure III-42. Elements' Volume 120

Figure III-43. Gamma distribution 120

Figure III-44. local damage distribution per cycle..... 121

Figure III-45. Damage evolution in function of (n) 122

Figure III-46. Sum elements' volume characterized by a D_L of 1; 0.7; and the values of D_G 122

Figure III-47. Summary of the fatigue curves from the mastic scale to the asphalt scale 123

Figure III-48. Schematic representation of the fatigue distribution methodology 125



List of Tables

Table I-1. Comparaison de l'enrobé classique et de l'enrobé poreux.....	28
Table I-2. Les normes des méthodes d'essais du module complexe [73]	30
Table I-3. Résumé des limites des différentes échelles adoptées dans la biblio	47
Table II-1. Product specifications.....	55
Table II-2. Summary table of the fatigue tests performed	59
Table II-3. Mastics' Fatigue equations	63
Table II-4. Variability analysis of Rugosoft at 10°C	71
Table II-5. Variability Study of shear modulus results obtained from slab 2 at 10 °C.....	75
Table II-6. Variability Study of shear modulus results obtained from slab 1 at 10°C.....	76
Table II-7. Summary of Fatigue results.....	80
Table III-1. Fillers' volume filling rate	101
Table III-2. Shear Modulus Computation	103
Table III-3. Fatigue Equations.....	109
Table III-4. Aggregates' composition of the Mortar	111
Table III-5. Shear Modulus Computation	112
Table III-6. Aggregates' composition of a Porous Asphalt (Rugosoft)	117
Table III-7. G* computation at the HMA scale.....	119
Table III-8. Summary of fatigue curve equations.....	123



Introduction

En raison de l'augmentation du trafic et en particulier celui des poids lourds, les nuisances du bruit routier ont tendance à s'amplifier continuellement et leur impact est plus perceptible en milieu urbain. Face à ce problème sociétal, les établissements publics en charge des routes se doivent de trouver une solution économique et durable. Une des solutions qui s'offre à eux revient à mandater les entreprises spécialistes du domaine des chaussées pour optimiser la formulation de la couche de roulement. Dans leur cahier des charges, cette solution doit rester économiquement viable et mécaniquement durable tout en offrant un meilleur confort au roulement. En réponse, les grandes enseignes industrielles du domaine des chaussées ont développé les enrobés bitumineux phoniques. Ces derniers permettent de réduire le niveau de bruit sonore d'au moins 3 à 5 dBA en comparaison à un revêtement traditionnel. Dans le cadre de sa politique de développement durable et de responsabilité sociale, la communauté Urbaine, Limoges Métropole a souhaité réaliser une étude d'optimisation phonique des couches de roulement en collaboration avec l'Université de Limoges et l'entreprise COLAS. Cette dernière dispose d'un produit spécifique pouvant répondre à cette demande et portant le nom commercial « Rugosoft ». Limoges Métropole souhaite, par le biais de cette étude réunissant des compétences industrielles et universitaires, aboutir à une formulation optimisée de ce produit capable de respecter son cahier des charges qui est essentiellement basé sur le besoin d'un meilleur rendement phonique et une durabilité au moins équivalente à un produit classique.

En général, les matériaux bitumineux dits phoniques se caractérisent par leur pourcentage de vides important supérieure à 10 %. Les principaux handicaps de l'enrobé phonique sont en lien avec les performances sur chaussée humide, le vieillissement, la durabilité et la résistance aux conditions climatiques. Les vides permettent la dispersion de l'air à l'intérieur du revêtement routier et en conséquence la dissipation des ondes sonores causées par le passage des pneus sur la chaussée. Cependant, les vides peuvent être la cause de nombreuses pathologies provoquant la dégradation de la chaussée et donc affecter énormément la durabilité du revêtement bitumineux.

Mécaniquement, la durabilité des mélanges bitumineux est l'un des paramètres le plus étudié pour évaluer la durée de vie d'une chaussée. Comme ce type de matériau présente un aspect hétérogène, il est possible de quantifier la fatigue du matériau à partir du comportement de ses constituants. En effet, l'hétérogénéité des enrobés bitumineux dû à la présence de plusieurs composants (sable, gravier, air, bitume...) font de ce matériau un sujet idéal pour une étude approfondie de son comportement mécanique en se basant sur les caractéristiques individuelles des éléments entrant dans sa composition et en utilisant une modélisation numérique hétérogène validée par un travail de tests expérimentaux. Par cette approche, la matrice à propriétés viscoélastique est considérée comme un domaine à dimensions finies, recevant un squelette granulaire élastique et un pourcentage de vides. La prédiction du comportement mécanique d'un tel matériau exige une étude de l'influence de la microstructure et du comportement mécanique des différentes échelles (mastic, mortier et enrobé).

L'objectif de ce travail de thèse consiste à réaliser des essais pour évaluer les propriétés mécaniques et la durabilité des mélanges bitumineux à différentes échelles. Par ailleurs, il consiste à développer une méthodologie numérique capable de prédire la fatigue d'un matériau bitumineux à partir des résultats expérimentaux obtenu à l'échelle antécédente en adoptant une approche hétérogène à étapes successives. Les résultats du travail expérimental vont permettre d'alimenter et de valider les modèles numériques développés dans le volet



numérique de cette étude doctorale. Ainsi, ce mémoire de thèse retracera les différentes étapes réalisées et exposera les résultats obtenus en se basant sur trois chapitres.

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique des matériaux bitumineux, plus particulièrement l'enrobé phonique. Il expose les connaissances sur les propriétés mécaniques et la fatigue des matériaux hétérogènes, leur dégradation et l'impact sur la formulation. Pour cela, le mélange bitumineux est étudié par échelle et l'influence de chacune d'elle sur la composition de l'enrobé est décrite. Également, ce chapitre présente les études expérimentales et numériques menées sur le sujet pour mieux comprendre l'influence des propriétés mécaniques et la fatigue des constituants de l'enrobé sur la fatigue des mélanges bitumineux.

Le deuxième chapitre présente les méthodes expérimentales adoptées et les résultats obtenus. Puisque, l'enrobé bitumineux est un mélange hétérogène, une démarche par échelle successive a été choisie pour mesurer la résistance à la fatigue des composés bitumineux et leurs propriétés mécaniques. En premier lieu, les raisons du choix des méthodes expérimentales de même que le matériau utilisé sont présentés. Ensuite, l'essai de cisaillement sur rhéomètre sera décrit pour évaluer l'échelle du mastic (mélange de bitume et des fines). Ensuite, les résultats expérimentaux du module de cisaillement des mastics propre à l'enrobé « Rugosoft » pour différentes températures et fréquences sont présentées. La deuxième partie concerne les résultats de la fatigue des mastics expérimentaux obtenus par essai de cisaillement. A l'échelle finale (enrobé), des essais de traction-compression et de torsion sont présentés afin d'évaluer les propriétés mécaniques c.-à-d. module complexe, module de cisaillement, coefficient de poisson et fatigue de l'enrobé. Finalement, les résultats expérimentaux du module et de la fatigue de l'enrobé poreux sont présentés. Ils se répartissent en deux groupes. Le premier regroupe ceux obtenus de l'essai de traction-compression en ce (module complexe) tandis que le deuxième concerne les résultats obtenus de l'essai de torsion (module de cisaillement et fatigue).

Le troisième chapitre présente, en premier temps, la méthode numérique adoptée dans le but d'étudier finement et d'une façon prédictive les matériaux bitumineux. Celle-ci est introduite et décrite de manière globale. Elle est basée sur l'approche multi échelle du type hétérogène. Elle fait appel à des squelettes granulaires générés d'une façon aléatoire par un logiciel de modélisation d'objets aléatoires en respectant la granulométrie et la formulation du mélange bitumineux. La méthodologie numérique appliquée et le processus de traitement des résultats sont décrits en détails. Dans un deuxième temps, en se basant sur l'échelle mastic, la méthodologie numérique pour prédire la fatigue est validée et un critère numérique de la fatigue basée sur l'accumulation du dommage est défini. Ce critère sera la base d'une méthode de prédiction par calcul numérique de type hétérogène, permettant d'obtenir la fatigue numérique à partir de résultats expérimentaux de l'échelle antécédente.

Ensuite, un mortier numérique propre à l'enrobé poreux (échelle intermédiaire entre le mastic et l'enrobé) est caractérisé mécaniquement à travers son module de cisaillement à différentes températures et fréquences et de sa durabilité en évaluant sa durée de vie.

En dernier lieu, l'échelle finale (enrobé) est décrite et les résultats numériques du module de cisaillement et de fatigue sont présentés. Ils sont comparés à ceux obtenus expérimentalement.

Finalement, la conclusion synthétisera l'ensemble des principaux résultats expérimentaux et numériques. Cette synthèse permettra également d'établir un bilan sur la contribution de ce travail de thèse sur la compréhension de la dégradation de la couche de surface faite à partir d'enrobés poreux à base de liant modifié.



Chapitre 1 :

Etat de l'art



Chapter I. Etat de l'art

I.1. Introduction

La formulation d'un mélange bitumineux peut s'optimiser grâce à une compréhension accrue du comportement de ses composants. En effet, ces derniers influencent considérablement les propriétés mécaniques du produit final. Dans cet objectif, ce chapitre présentera les différents éléments des mélanges bitumineux et leurs impacts sur les propriétés mécaniques du produit final : l'enrobé. L'état de l'art nous permettra d'identifier les paramètres qui influencent la durée de vie des revêtements bitumineux et présenter les différentes théories applicables pour comprendre le mécanisme d'endommagement et donc de la fatigue de ce matériau. Une étude ciblée sur l'asphalte poreux nous permettra d'acquérir des connaissances qui serviront à bien orienter notre travail sur l'enrobé phonique choisi.

Pour cela, ce chapitre se divise en trois parties :

- La première partie présente des généralités sur les composants de la chaussée et leurs comportements mécaniques avec une focalisation sur les enrobés poreux
- La deuxième partie présente les essais expérimentaux réalisés pour évaluer les propriétés mécaniques des mélanges bitumineux à des échelles successives adoptées
- La troisième partie présente l'approche multi échelle et les méthodes numériques adoptées pour étudier la fatigue des mélanges bitumineux

Ces parties présentent la composition du matériau étudié en tenant compte des contraintes acoustiques à respecter. A la fin de ce chapitre, nous mettrons en évidence que la composition d'un revêtement bitumineux influence la durabilité du produit final et que la réduction de la pollution sonore peut être contrôlée en partant de la composition granulaire et du type de liant utilisé dans les mélanges. Ces connaissances, nous permettront de développer une approche numérique innovante capable d'évaluer l'endommagement de l'asphalte dans le but d'optimiser la formulation des mélanges bitumineux.

I.2. Les matériaux

I.2.1. Granulats

Les granulats influencent fortement les propriétés mécaniques ainsi que la performance de l'enrobé. Ils représentent un assortiment de granulats naturels ou artificiels ayant une granularité et forme uniques. Les catégories des granulats selon la Norme NFP18-101 sont :

1. Fines ou Filler avec un diamètre maximum de 0,08 mm
2. Sable avec un diamètre maximum de 6.3 mm
3. Gravillons avec un diamètre entre 1 mm à 31.5 mm
4. Cailloux avec un diamètre entre 20 mm à 80 mm
5. Graves avec un diamètre entre 6,3 mm à 80 mm

Afin de déterminer les dimensions des granulats, une étude granulométrique est nécessaire. Elle permet de préciser la composition d'un matériau et leur répartition en termes de taille.



I.2.2. Bitume

L'élément le plus influant des enrobés est le Bitume. Ce dernier est de la famille des hydrocarbures. C'est lui qui attribue à l'enrobé le caractère visqueux et permet sa cohésion. Selon la source pétrolière, les structures du bitume sont extrêmement diverses. Les principaux constituants sont le carbone et l'hydrogène, tandis que les hétéroatomes soufre, azote et oxygène sont présents en petites quantités. Le bitume a pour rôle de recouvrir les grains pour créer un lien entre les surfaces. Il est donc défini comme un liant bitumineux. Il est dit « thermosensible », c'est-à-dire la rigidité du liant dépend de la température. En conséquence, à basse température le bitume se rigidifie et à un comportement plutôt élastique. Cependant, à haute température, il a un comportement plutôt visqueux. Le bitume, selon sa composition, peut être pur ou modifié. La nécessité d'utiliser des modificateurs dépend de l'utilisation du bitume et des caractéristiques souhaitées. Les modificateurs sont ajoutés pour améliorer les propriétés rhéologiques et mécaniques du liant pur. Les additifs du bitume modifié aux polymères (PMB) changent les propriétés physiques telles que le point de ramollissement et la rigidité. Ils permettent d'améliorer les propriétés mécaniques, diminuent la susceptibilité thermique et la déformation permanente (orniérage), et augmentent la résistance à la fissuration à basse température. Les additifs les plus couramment utilisés sont les copolymères, tels que le styrène-butadiène-styrène (SBS), l'acide polyphosphoreux (PPA) et l'éthylène-acétate de vinyle (EVA) [1]. La large utilisation de ce type de polymère pour la modification est due à leur nature thermoplastique à haute température et à leur capacité à former des réseaux lors du refroidissement [2].

Donc, les catégories de bitume les plus courantes sont :

- Bitume pur, modifié ou naturel
- Bitume industriel (oxydé)

Plusieurs essais existent pour caractériser les bitumes comme la pénétrabilité, Fraas (comportement à température basse), Bending Beam Rheometer » (BBR), point de ramollissement bille et anneau et vieillissement

I.2.3. Vides

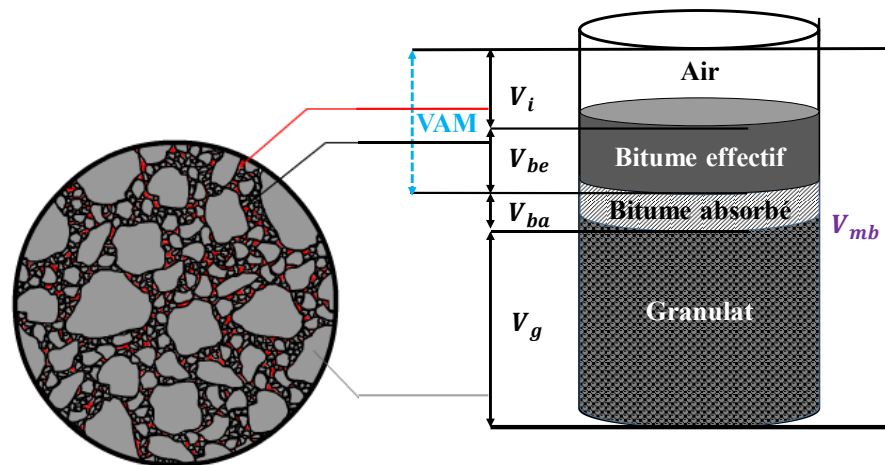
Les vides sont des éléments caractéristiques de la chaussée. La structure interne des vides joue un rôle important, les vides permettent un compactage supplémentaire sous la circulation et aident à créer des zones dans lesquelles une petite quantité d'asphalte peut s'écouler lorsque la surface est posée. En addition, certaines fonctions telles que le drainage et la réduction du bruit sont liées de manière significative aux vides. Bien que la composition granulaire, en particulier la teneur en fines, de l'enrobé soit un facteur critique en ce qui concerne la répartition des vides, le compactage affecte également la distribution spatiale des vides dans le revêtement bitumineux [3]. Également, Corer et al. [4], indique que le pourcentage de vides est utilisé comme base pour sélectionner la teneur en liant bitumineux. En outre, selon Monismith [5] les vides jouent un rôle important en ce qui concerne la résistance des enrobés bitumineux aux principales dégradations de la chaussée, notamment l'orniérage, la fissuration par fatigue et la fissuration à basse température. D'une part, Roberts et al [6] a constaté que les vides influencent également la durabilité des enrobés bitumineux en termes de vieillissement et de décapage. Par exemple, une faible teneur en vides minimise le vieillissement des films bitumineux enrobant les granulats et donc la possibilité de l'eau de pénétrer dans le mélange et de décapage le liant bitumineux des granulats. D'autre part, Tan,



S et al ainsi que Chu, L et al [7], [8] ont trouvé que les vides permettent d'améliorer l'adhérence, diminuer le risque d'aquaplanage, réduire les éclaboussures et les projections d'eau. En effet, selon nombreux auteurs, Il est communément admis qu'une porosité élevée est la propriété clé qui est responsable de l'amélioration des performances fonctionnelles des chaussées en ce qui concerne le drainage, la sécurité de la conduite par temps de pluie et la génération de bruit entre les pneus et la chaussée [5], [7]–[14].

I.2.4. Enrobé Bitumineux

L'enrobé bitumineux est un mélange des granulats, de bitume (liant) et de vides. Lorsque les particules d'agrégat sont enduites du liant bitumineux, une partie du liant bitumineux est absorbée par le granulat, tandis que le reste du liant bitumineux forme un film sur l'extérieur des granulats individuels. Comme les granulats ne se consolident pas pour former une masse solide, des poches d'air apparaissent également dans le mélange bitume-granulat. L'air et le bitume effectif, lorsqu'ils sont combinés, sont définis comme le VAM. Selon Krugler et al [15] l'asphalte absorbé est exclu car il ne contribue pas de manière significative aux propriétés de durabilité ou de résistance du mélange. Ces différentes composantes et leurs relations sont représentées dans la Figure I-1 au-dessous :



Enrobé
Figure I-1. Modèle des constituants d'un enrobé bitumineux

- V_{mb} : Volume apparent de l'enrobé
- V_g : Volume des granulats
- VAM : Volume occupé par les granulats dans un mélange bitumineux compacté, y compris les vides interstitiels (V_i) et le volume du bitume effectif (V_{be})
- V_{ba} : volume du bitume absorbé

L'enrobé bitumineux se caractérise par sa viscoélasticité, ce qui permet la cohésion du liant avec les granulats. Au contraire des granulats ayant un comportement élastique et donc leur déformation est instantanée, la déformation de l'enrobé est dépendant du temps et de la température. De ce fait, son module de rigidité est thermosensible. E^* a été défini pour pouvoir généraliser les formules élastiques concernant la mécanique à ce qu'il puisse s'appliquer au matériel viscoélastique[16]. Néanmoins, les enrobés se distinguent par plusieurs types de comportements considérant l'amplitude de la déformation et le nombreux de cycles de chargements (Figure I-2).



1. Comportement non-linéaire : nombre de chargements est faible et la déformation est de l'ordre de quelques pourcents.
2. Comportement Viscoélastique linéaire : déformations faibles avec un certain nombre de cycles ($<10^4$ m/m). La rigidité des matériaux bitumineux est déterminée dans ce domaine.
3. Fatigue ou endommagement : applications d'une dizaine de milliers de cycles avec présence de déformations faible. Un cumul des dommages mène à la rupture du matériau.
4. Orniérage : les déformations deviennent irréversibles. Le matériau s'approche de la rupture[17].

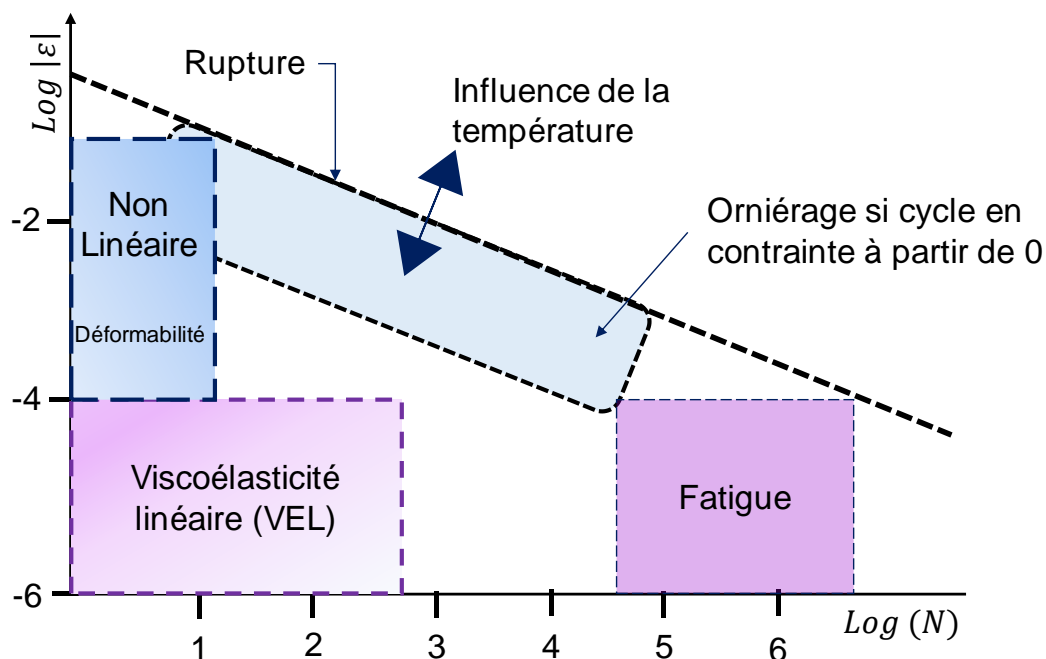


Figure I-2. Comportements des enrobés en fonction de l'amplitude de la déformation et le nombre de cycles de chargements [16]

I.3. Comportement des matériaux

Comme précisé précédemment, les matériaux bitumineux se caractérisent par leur comportement viscoélastique. Ce dernier est décrit en détail dans la section suivante.

I.3.1. Viscoélasticité

La viscoélasticité est une propriété de matériaux qui présente à la fois des caractéristiques visqueuses et élastiques. En effet, un matériel est dit viscoélastique si ses propriétés mécaniques demeurent invariantes durant un état de repos et si durant un essai d'effacement, l'effacement des contraintes est absolu [17]. Cet essai expérimental se caractérise par l'application d'une déformation au matériel pour une certaine période et observer l'effacement à l'infini [18].

La viscoélasticité dépend alors de la durée et de la fréquence de la contrainte appliquée aussi bien que de la température. En fait, le principe de superposition de Boltzmann suppose que la réponse du matériau à une contrainte constituée de plusieurs cycles de sollicitations est le total des réponses à ces sollicitations. [17], [19].



I.3.2. Module Complexe

Pour exprimer la raideur des matériaux bitumineux, un module de rigidité dit module complexe lui est attribué. Sa norme est définie comme le rapport de la contrainte, à une fréquence « ω », sur la déformation [20].

En fait, pour un matériel ayant un comportement viscoélastique linéaire, sa réponse à une sollicitation sinusoïdale est de même forme mais avec un déphasage.

Le déphasage caractérise le retard entre la sollicitation et sa réponse. Il dépend de la nature du matériau, c'est-à-dire pour un matériel visqueux l'angle de déphasage est de 90° tandis que pour un matériel élastique, il est de 0° .

Le module complexe (Figure I-3) se décompose en deux parties : la partie réelle et la partie imaginaire.

$$|E^*|e^{i\varphi} = |E^*| \cos \varphi + i|E^*| \sin \varphi \quad \text{Équation I-1}$$

$$E^* = E_1 + i E_2 \quad \text{Équation I-2}$$

$$E_1 = |E^*| \cos \varphi \quad \text{Équation I-3}$$

$$E_2 = |E^*| \sin \varphi \quad \text{Équation I-4}$$

En effet, E_1 quantifie l'énergie élastique stockée. Il est connu comme le module de stockage représentant la partie élastique.

Alors qu' E_2 mesure l'énergie dispersée dû au frottement interne causé par des sollicitations. L'énergie se convertit en chaleur et donc elle augmentera la température du spécimen soumis à la sollicitation sinusoïdale. Ceci est possible dû à la viscosité du liant.

E_2 représente le module définitif et donc le module qui est dissipé.

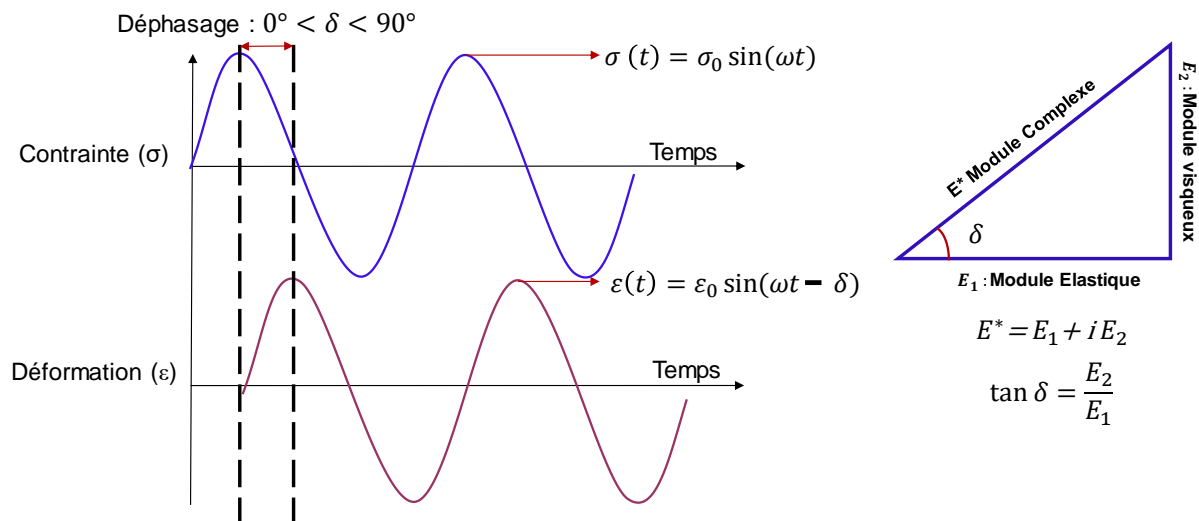


Figure I-3. Illustration de la réponse viscoélastique d'un matériau et du calcul de son frottement interne.

I.4. Type d'enrobé

Nombreux types d'enrobé existent qui peuvent être utilisées pour répondre à des besoins particuliers. En ce qui concerne cette thèse, en va se contenter de citer les :

- Revêtement classique, le plus utilisé, conçu pour des projets ayant une capacité de charge de trafic élevée.
- Revêtement poreux qui est produit pour la gestion des eaux de ruissellement et la réduction de la pollution sonore, dont les performances sont similaires à celles des



autres revêtements. Il est utilisé pour des projets de construction routière capable de supporter des charges de trafic modérées [21].

I.4.1. Enrobé Classique

Un enrobé à granulométrie dense est un asphalte destiné à un emploi polyvalent. Lorsqu'il est correctement formulé et construit, un mélange à granularité dense est relativement imperméable. Les enrobés à granulométrie dense sont généralement désignés par la taille maximale nominale des granulats et peuvent être classés en deux catégories : granulométrie fine et granulométrie grossière. Les mélanges à granulométrie fine contiennent plus de particules fines et de sable que les mélanges à granulométrie large. Les granulats agissent par friction en résistant aux charges importantes du trafic, et d'autre part, les fines en conjugaison avec le bitume fournies les caractéristiques adéquates pour résister aux tractions créées par le trafic. Par conséquent, la transmission des contraintes à travers la structure de l'asphalte repose à la fois sur les particules larges et fines. La VMA se situe généralement entre 11 et 17% ; les vides sont en général d'environ 4% et la teneur en liant bitumineux peut varier entre 4,5 et 6%. La composition d'un enrobé classique lui confère certaines propriétés propres tel que sa durabilité, sa résistance aux charges générées par le trafic et sa grande résistance aux contraintes de traction.

I.4.2. Enrobé Poreux

C'est un type d'enrobé bitumineux qui se caractérise par sa teneur élevée en vides (généralement supérieure à 18 %), qui résulte de la conception à granulométrie ouverte, c'est-à-dire que les gros granulats représentent une proportion dominante du mélange granulométrique (70 à 85 %), ce qui entraîne une gradation moins continue [22]. Le revêtement poreux été conçu en 1930. L'Europe et l'Amérique étaient l'un des premiers à l'utiliser comme revêtement routier. En priori, il a été conçu pour améliorer la sécurité routière et limiter les bruits sonores sur les routes souvent utilisées. Les avantages découlant de l'enrobé poreux peuvent être classés en deux catégories :

- La sécurité routière, à savoir l'atténuation de l'aquaplanage, des éclaboussures, la réduction de l'éblouissement et l'amélioration de l'adhérence.
- Les avantages environnementaux, à savoir la réduction du bruit, le confort de la conduite, et l'effet d'infiltration.

Cependant, la résistance et la durabilité du revêtement poreux bitumineux sont compromises en raison de la teneur en vides, ce qui entraîne des dégradations de la chaussée liée au déchaussement et au colmatage. Les endommagements qui sont susceptibles de se produire se présentent généralement sous forme de ravinement, fissuration ou une combinaison des deux [23]. Les avantages et inconvénients détaillés sont présentés ci-dessous.

I.4.2.1. Avantages de l'enrobé poreux

I.4.2.1.1. Prévention de l'aquaplanage

Dans le cas des enrobés conventionnels, l'eau de pluie est évacuée de la surface de la chaussée par le biais de la conception géométrique (par exemple, la pente transversale) et est ensuite recueillie dans les fossés le long des routes, car l'eau ne peut pas s'infiltrer à travers la structure de la chaussée en raison de la conception du mélange qui est imperméable (peu ou pas de vides). Dans ce cas, une fine couche d'eau se forme à la surface de la chaussée, empêchant le contact entre les deux. Le film d'eau entraîne une perte de traction et rend difficile le contrôle du véhicule, notamment au niveau du freinage et de l'accélération. La Figure



I-4 montre la pression P dans le coin hydraulique qui soulève le pneu de la surface de la chaussée [24].



Figure I-4. Interface pneu/eau/chaussée présentant l'aquaplanage "détachement".

Le problème de l'aquaplanage peut être efficacement atténué, voire évité, par l'application d'un enrobé poreux, puisque l'eau peut s'écouler rapidement dans les deux directions, latérale et verticale, c'est-à-dire à travers la surface de la chaussée grâce à la conception de la pente transversale et vers le bas à travers la couche de roulement perméable [25]. En effet, Nicholls ainsi que Rungruangvirojn and Kanitpong constatent que la teneur élevée en vides permet à l'eau de s'écouler lors d'événements pluvieux et donc de réduire les éclaboussures et les projections d'eau jusqu'à 90-95% par rapport aux enrobés conventionnels, améliorant la visibilité de 2.7 à 3.0 fois par rapport aux revêtements classiques [26], [27].

I.4.2.1.2. Résistance au dérapage

La pluie peut réduire considérablement l'adhérence des revêtements routiers, même en absence du phénomène aquaplaning. A grande vitesse, l'adhérence d'un asphalte poreux humide sera supérieure à celle d'un asphalte conventionnel dans le même état. Cependant, à faible vitesse, l'adhérence d'un enrobé poreux humide n'est pas supérieure à celle d'un enrobé classique humide. Ceci a été démontré par Zwan et al ainsi que Delanne, Y et al ils ont trouvé qu'à grande vitesse, où la macro texture des granulats a un effet plus important sur la résistance au dérapage, les revêtements poreux offrent une résistance au dérapage supérieure à celle des revêtements traditionnels [28], [29]. En effet, la pluie lubrifie les surfaces de la chaussée et du pneu, réduisant ainsi le coefficient de friction entre eux et compromettant la sécurité routière. L'application de l'enrobé poreux permet d'atténuer la perte d'adhérence sur une surface humide, car l'eau présente sur la surface de la route peut être éliminée rapidement. Khaki, A et al ont mesuré la résistance au dérapage de l'asphalte poreux et de l'asphalte conventionnel en utilisant le « British Pendulum test ASTM E303-74 ». Cet essai permet déterminer la résistance au dérapage à basse vitesse en laboratoire et sur chantier. La valeur mesurée du « British Pendulum Number (BPN) » est couramment adoptée comme mesure approximative de la qualité de la micro texture de la surface de la chaussée en ce qui concerne l'adhérence. Khaki, A et al ont trouvé que l'adhérence des revêtements poreux est supérieure à celle des revêtements classiques. Le BPN de l'enrobé poreux est en moyenne 10 fois plus élevé que celui de l'enrobé traditionnel [30].

I.4.2.1.3. Propriétés acoustiques

Une caractéristique très importante de l'enrobé poreux est sa capacité à réduire la pollution sonore. En effet, le bruit causé par le trafic routier est un problème environnemental dans les régions urbaines et rurales. L'impact le plus significatif est l'irritation qu'il cause et les effets négatifs qui y sont associés sur la qualité de vie. En plus, il peut créer des difficultés



concernant la communication vocale et la stagnation de l'expansion économique en raison de la résistance du public à l'accroissement des axes routiers. Le bruit routier est généré par quatre sous-sources : le bruit des moteurs, des échappements, la résistance aérodynamique et l'interaction pneus/chaussée. En fait, l'interaction pneus/chaussée est la source principale d'émission du bruit à des vitesses supérieures à environ 50 km/h [31]. En effet, le bruit est produit quand l'air est aspiré dans la couche de roulement. Cet air est alors comprimé et puis relâché créant le bruit de roulement (Figure I-5).

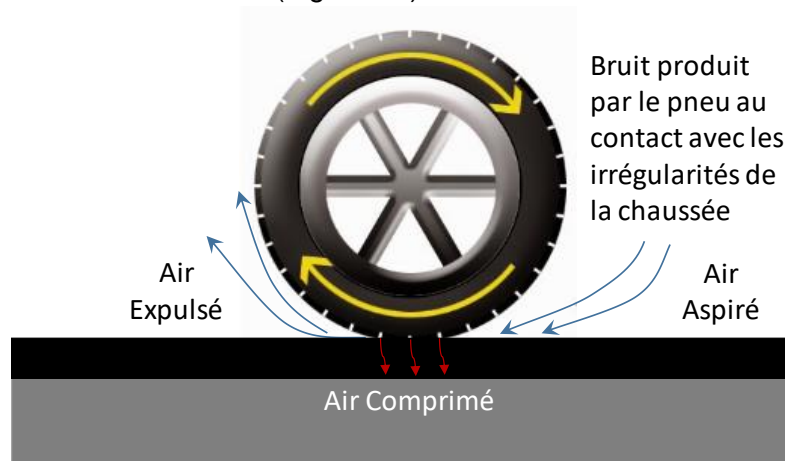


Figure I-5. Phénomène du pompage d'air

En fait, les enrobés poreux peuvent réduire considérablement les niveaux de bruit de roulement. Selon, Bonnot, cette propriété est due à la concomitance de trois effets [32] :

1. Lors du compactage, le bruit à basse fréquence généré par l'impact entre les granulats et les pneus est réduit.
2. Comme ce matériau est poreux, l'émission de bruit à haute fréquence produite par la compression et la décompression de l'air retenu entre le pneu et la chaussée est considérablement réduite.
3. La porosité de la chaussée réduit l'effet de corne acoustique qui amplifie les bruits dans la partie arrière et avant de la zone de contact pneu/ chaussée.

Par rapport aux couches d'enrobé classique, les enrobés poreux peuvent réduire les émissions sonores d'environ 2 à 3 dB. Mais tous les types de revêtements poreux ne produisent pas la même réduction du bruit [32].

Les niveaux de bruit dépendent de trois facteurs principaux :

1. La taille maximale des granulats, qui agit sur la largeur des pores : plus ils sont grands, moins l'absorption du bruit est importante ;
2. La teneur en vides : une faible porosité signifie une faible absorption du bruit ;
3. L'épaisseur de la couche : la couche poreuse traditionnelle de 4 cm d'épaisseur agit surtout sur les émissions à haute fréquence. Si la couche est plus épaisse, les basses fréquences sont également absorbées. Ceci est important car les basses fréquences (qui sont principalement produites par les véhicules lourds) sont celles qui se propagent sur de grandes distances.

D'après, Freitas, E et al et Chen, D, l'enrobé poreux permet de réduire la pollution sonore de 3 à 6 dB par rapport aux revêtements classiques. Quant à Kandhal, P. S , il a trouvé que l'enrobé poreux permet la réduction du bruit entre 5,5 et 10,5 dB par rapport aux couches de roulement en béton (ciment Portland) [33].



I.4.2.1.4. Effet d'infiltration

Brattebo, B. O., & Booth, D. B ainsi que James, E ont montré que la teneur élevée en vides dans la structure routière permet le passage de l'eau de pluie, et simultanément, les polluants routiers peuvent être emportés durant ce processus, ce qui crée un effet d'infiltration [34], [35]. En effet, Bohemen et Janssen van de Laak ont trouvé qu'aux Pays-Bas, environ 90 % des hydrocarbures aromatiques polynucléaires (HAP) et des métaux lourds présents sur la chaussée ont pu être éliminés grâce aux revêtements poreux [36]. Alors que Barrett et Shaw ont constaté, à Texas, des réductions des solides en suspension, du plomb, du cuivre et du zinc de 92 %, 91 %, 47 % et 75 %, respectivement, à la surface de la chaussée poreuse par rapport à la chaussée traditionnelle [37].

I.4.2.2. Inconvénients de l'enrobé poreux

Bien que l'enrobé poreux présente de nombreux avantages significatifs, il peut présenter des problèmes qui affectent sérieusement ses performances et sa durée de vie [38]. Des inspections ont indiqué que les problèmes courants rencontrés avec les chaussées poreuses endommagées étaient principalement liés à l'humidité et à la température [39]. Ces problèmes concernaient dans un premier temps le risque de déchaussement, de décapage et de colmatage des couches de surface [40]–[43].

I.4.2.2.1. Arrachement des granulats

Étant donné que l'eau peut passer et être stockée dans les vides à l'intérieur de l'enrobé poreux, des effets indésirables sont inévitablement exercés sur la couche structurale, en particulier ceux liés aux problèmes de l'humidité. Parallèlement, le liant bitumineux vieillit et s'oxyde rapidement en raison de la surface exposée au soleil et/ou à l'air chaud. Les effets combinés des dégradations causés par l'humidité et le vieillissement ont tendance à nuire à l'adhérence et à la cohésion des matériaux bitumineux, ce qui entraîne un déchaussement (arrachement des granulats de la surface). En effet, Selon Pérez, F. E. et al, Cooley Jr, L. A., ainsi que al et Nielsen, C. B. et Suresha, S. N. et al, la fissuration par fatigue et la déformation permanente (ou orniérage) ne sont pas typiquement considérées comme les principales détresses affectant la durabilité des mélanges poreux mais plutôt le déchaussement [22], [44]–[46]. En outre, Huber et Mallick et al ont trouvé que le décollement des granulats est l'un des plus importants inconvénients concernant l'asphalte poreux [47], [48]. De plus, d'après Akihiro Moriyoshi et al [49] la dégradation de la chaussée due à l'arrachement des granulats dépend de la forme des granulats et des propriétés du liant. Sainton, A., a trouvé que ce problème de déchaussement peut être atténué en choisissant les modificateurs adéquats (SBS) ou la quantité et le type de liant bitumineux dans le mélange [50].

I.4.2.2.2. Colmatage

Le colmatage, que l'on appelle la dégradation de la porosité, est un autre aspect négatif des enrobés poreux. Selon Ferguson, Bruce K. et al et Coleri, E. et al, un drainage inefficace causé par un colmatage progressif peut raccourcir la durée de vie des chaussées poreuses [51], [52]. Descornet, G., a déclaré que les revêtements poreux ont tendance à être obstrués par la saleté et les débris, ce qui a tendance à altérer les propriétés qui dépendent du drainage et de la porosité et qui, par conséquent, affectent le comportement acoustique de la chaussée. [53]. Nielsen, C. B. ainsi que Lebens, M. A., & Troyer, B. s'accordent à dire que la porosité de la chaussée diminue avec le temps et que le colmatage est attribuable aux facteurs suivants [54], [55]:



- Les pneus traînent et pressent les saletés sur la surface.
- Sablage des routes en hiver
- Détérioration du mastic dans le mélange.

Garcia, A et ont étudié l'effet de la topologie des vides d'air sur les propriétés de colmatage des mélanges bitumineux dont la porosité est comprise entre 13,6 % et 31,8 %. Ils ont conclu que pour formuler des enrobés qui ne se colmatent pas, la distribution de taille des particules de colmatage (sable et débris) doit être analysée et la taille et la gradation maximales des granulats doivent être soigneusement sélectionnées pour produire des pores qui sont plus grands que les particules de colmatage [56].

Alors que Fwa et al, ont mené une étude sur le potentiel de colmatage des enrobés poreux. Dans cette étude, une méthode a été développée pour quantifier l'effet du colmatage sur la perméabilité des revêtements poreux avec quatre types de granulométrie différentes. Ils ont observé que les mélanges avec une granulométrie plus grossière et plus uniforme étaient moins sensibles au colmatage que les mélanges plus fins et bien calibrés [57]. Une étude similaire menée par Meng et al, ont constaté que la taille d'environ 90 % des particules de colmatage était inférieure à 2,36 mm [58]. En effet, Yuan et al, ont analysé l'effet de la gradation des particules de colmatage, de la hauteur d'eau et de la vitesse de ruissellement du revêtement poreux. Ils ont trouvé que la gradation du matériau était le principal facteur affectant le colmatage [59].

I.4.2.2.3. Le coût du cycle de vie (Life Cycle Costs)

Cependant, ce type de revêtement est d'un coût plus élevé qu'un enrobé dense. Selon Kluck et al., le coût du cycle de vie d'une chaussée poreuse est généralement plus élevé que celui d'une chaussée imperméable, et comprend généralement trois parties [60] :

1. Des matières premières de meilleure qualité et la construction d'une couche étanche sous la couche de surface dans certaines situations ;
2. Un entretien fréquent pour atteindre une durée de vie comparable à celle des chaussées imperméables classiques ;
3. Une perte financière liée aux limitations de trafic pendant les procédures d'entretien.

Par exemple, d'après l'expérience de la Norvège, les coûts unitaires de l'enrobé poreux sont respectivement supérieurs d'environ 69 % à ceux du revêtement classique [61].

I.4.3. Conclusion

En conclusion, les inconvénients de l'enrobé poreux concerne la durabilité. Celle-ci se réfère principalement à l'ensemble de la chaussée plutôt qu'à la couche de roulement. De ce point de vue, la durabilité d'une chaussée est définie comme la capacité à maintenir un niveau satisfaisant de propriétés pendant la durée de vie structurelle prévue sans entretien majeur. Néanmoins, cet enrobé poreux représente plus d'avantages que d'inconvénient par rapport à un enrobé classique. La Table I-1 présente une comparaison de ces deux revêtements.



Table I-1. Comparaison de l'enrobé classique et de l'enrobé poreux

	Enrobé Conventionnel	Enrobé Poreux
% de vides	2-5%	15-20 %
Perméabilité de la Surface	Relativement imperméable (empêche l'infiltration de l'eau vers les couches inférieures)	Revêtement perméable (permet l'infiltration de l'eau vers les couches inférieures)
Durabilité	Enrobé très durable lorsqu'il est mis en œuvre correctement et nécessite moins d'entretien.	Moins durable car il nécessite un entretien régulier pour s'assurer que les pores ne se bouchent pas
Teneur en liant	Faible teneur en liant	Teneur en liant plus élevée
Usage	Peut être utilisé dans tous les projets de construction, quelles que soient les conditions de charge.	Peut être mis en œuvre dans une région à fortes précipitations indépendamment de la charge du trafic
Projection d'eau	Fortes projections d'eau sur les routes	Réduction des projections d'eau sur les routes urbaines
Surface	Moins affecté par le déchaussement	Le granulat peut être perdu de la couche de surface de l'enrobé poreux, provoquant un déchaussement

I.5. Caractérisation du comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux

Les essais expérimentaux sont nombreux et différents d'une échelle à une autre. Le rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR) est le dispositif le plus utilisé pour réaliser des essais sur liant, mastic et mortier. Alors que la flexion en deux points, traction-compression et torsion sont utilisés pour mesurer les propriétés mécaniques des enrobés bitumineux.

I.5.1. Essai de Module complexe

Une des propriétés mécaniques les plus importantes pour évaluer un matériau bitumineux est le module complexe. Ce paramètre peut être défini à n'importe quelle échelle du matériau.

I.5.1.1. Echelle Bitume et Mastic

Il est essentiel de comprendre le comportement contrainte-déformation des liants bitumineux sur une large gamme de températures et de fréquences. Ainsi, des essais sont utilisés dans le but d'étudier les propriétés mécaniques, la durabilité et la viscoélasticité des liants sous différentes conditions environnementales. Ces mêmes essais peuvent être réalisés sur des mastics et des mortiers [62]–[65]. Ce terme est utilisé pour désigner la combinaison de fines et de liant bitumineux dans les mélanges bitumineux. En effet, L'influence importante des propriétés des mastics bitumineux sur le comportement des mélanges bitumineux a été reconnue par l'industrie du béton bitumineux dès 1930. Dès cette année-là et jusqu'en 1938, la « Barber Asphalt Company » a mené des études approfondies sur les effets des fines sur la rhéologie des mastics bitumineux [66]–[68]. Après cette étude approfondie, il a été conclu que les complications liées à la prédiction du comportement des mastics à partir des caractéristiques connues des liants et des fines étaient importantes et que la meilleure façon



de déterminer comment les fines pouvait affecter un mélange bitumineux était d'expérimenter directement sur le mélange lui-même. Et donc, le comportement des mastics influence la performance et de nombreuses propriétés des enrobés, comme la rigidité, la maniabilité, la fissuration par fatigue donc la durée de vie et la sensibilité à l'humidité. Les propriétés des mastics bitumineux dépendent de plusieurs facteurs, notamment des propriétés du liant, des propriétés des fines et du rapport entre les fines et le liant. En outre, il existe une grande variété de fines et de liants. Un type de liant donné réagit différemment avec différentes fines, et les propriétés du mastic dépendent donc de la combinaison de fine et d'un liant particulier.

I.5.1.1.1. Essai au rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR)

DSR est l'acronyme de Dynamic Shear Rheometer. Il est utilisé pour mesurer le module de cisaillement dynamique et l'angle de phase des liants et mastics bitumineux à différentes températures, fréquence et à différents niveaux de contrainte et de déformation. Durant un essai, les contraintes et les déformations de cisaillement varient avec le temps de positive à négative de façon sinusoïdale [69].

Cet essai a été adopté puisque le cisaillement appliqué aux échantillons est analogue à celui créé par les granulats dans une chaussée dû au trafic [70].

Le DSR peut être pilotée en :

- Contrainte contrôlée, lorsque le rhéomètre applique une contrainte à l'éprouvette et mesure la déformation résultante,
- Déformation contrôlée, lorsque le rhéomètre applique une déformation à l'éprouvette et mesure la contrainte résultante.

Deux types de plaque sont utilisés dans les essais DSR :

1. Une géométrie à plaques parallèles de 25 mm de diamètre
2. Une géométrie à plaques parallèles de 8 mm de diamètre.

Anderson et al. ont suggéré d'utiliser des plaques parallèles de 25 mm lorsque le module complexe est compris entre 0.01 et 1 MPa ; des plaques parallèles de 8 mm lorsque le module complexe est compris entre 1 et 100 MPa ; un rhéomètre à poutre de flexion lorsque le module complexe est supérieur à 100 MPa [69].

I.5.1.1.2. Essai de rhéomètre à poutre de flexion

L'essai au rhéomètre sur poutre de flexion est utilisé pour mesurer la réaction de fluage des liants à basse température. Dans cet essai, une charge constante est appliquée à une poutre prismatique de bitume mesurant 125 mm par 12,5 mm par 6,25 mm en flexion simple à son point de gravité. Les valeurs de rigidité par fluage sont obtenues à plusieurs temps de chargement de 8 à 240 secondes (six temps de chargement : 8, 15, 30, 60, 120 et 240 s).

I.5.1.1.3. Essai de traction directe

L'essai de traction directe est utilisé pour fournir les propriétés à la rupture en sollicitation axiale des bitumes à de faibles températures. Une éprouvette en forme d'os est contenue dans un moule en silicone. Le spécimen est tiré en tension à une température pour un taux d'élongation unique jusqu'à ce que la rupture se produise. L'essai DTT est valable lorsqu'une éprouvette se fracture dans une région fragile-ductile où la déformation est comprise entre 0,1 et 10 %.



Un liant agit comme un matériau fragile quand la déformation jusqu'à la rupture est inférieure à environ 1 %.

I.5.1.2. Echelle Enrobé

Les essais sont divisés en deux catégories, à savoir les essais homogènes et les essais non homogènes, en fonction de la distribution interne des contraintes dans l'échantillon. Pour les essais homogènes, il existe une relation directe entre la contrainte et la déformation. Pour les essais non homogènes, le chargement (contrainte ou déformation) doit être délimité pour rester dans le domaine viscoélastique linéaire et l'interprétation des résultats nécessite l'application de facteurs de masse et de forme spécifiques à chaque type d'essai [71][72]. Les essais non-homogènes sont plus compliqués et nécessitent des calculs rigoureux et l'adoption de lois constitutives. Les tests non-homogènes ne conviennent que pour capturer des comportements simples tels que ceux associés à une réponse élastique linéaire

I.5.1.3. Essai de module complexe

Les essais de modules diffèrent d'une norme à une autre. La Table I-2 montre les différents essais correspondants à de certaines normes. En France, la norme suivie est celle d'EN-12697-26 qui comprend les essais de modules en flexion et traction.

Table I-2. Les normes des méthodes d'essais du module complexe [73]

Norme	Méthode d'essai
AASHTO TP 62-07	Compression directe
ASTM D 3497-79	Compression directe
ASTM D 4123-82	Traction indirecte
EN 12697-26	Flexion en deux points Flexion en trois points Flexion en quatre points Traction indirecte Traction-compression directe Traction directe

Plusieurs essais peuvent être utilisés pour mesurer le module complexe. Les essais peuvent être Homogènes ou bien non Homogène. Généralement, les conditions des essais sont détaillées ci-dessous :

- L'éprouvette est soumise à des sollicitations répétitives sous une charge sinusoïdale.
- E^* est alors mesuré à différentes températures (de -20°C à 60°C) et fréquences (de 0,01 à 40 Hz).
- Les déformations administrées sur le spécimen doivent être moins de 50×10^{-6} m/m pour éviter d'endommager l'éprouvette.

Dans la plage viscoélastique linéaire (75 à 100 μ déformations), le module complexe des mélanges bitumineux peut être mesuré par des essais axiale ou de torsion. Ces essais peuvent être effectués sur le même échantillon, de sorte que la variabilité de l'échantillon soit réduite. L'essai de module complexe axial peut fournir E^* et l'angle de phase ϕ . L'essai de torsion peut fournir le module de cisaillement G^* et l'angle de phase δ d'un mélange. Le module complexe de cisaillement G^* peut ensuite être utilisé en combinaison avec E^* pour obtenir le coefficient de Poisson complexe, ν^* .



I.5.1.3.1. Essai tension-compression

L'essai de tension - compression sur éprouvette cylindrique consiste à tester une éprouvette sous une sollicitation cyclique sinusoïdale alternée (tension-compression). Cet essai permet de mesurer diverses caractéristiques mécaniques.

La contrainte est de la forme $\sigma_1(t) = \sigma_{01} \sin(\omega t)$ Équation I-5

Alors que la réponse est de la forme $\varepsilon(t) = \varepsilon_{01} \sin(\omega t - \varphi_E)$ Équation I-6

$$\sigma = \frac{4P}{\pi d^2} \text{ Équation I-7}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} \text{ Équation I-8}$$

- σ = contrainte axiale (kPa),
- ε = déformation axiale (m/m),
- P = charge axiale (kN),
- d = diamètre de l'éprouvette (m),
- Δh = déplacement axial (m),
- h = hauteur pour la mesure de Δh (100 mm) (m).

Un bon nombre de chercheur se sont intéressés à la mesure des propriétés mécaniques des mélanges bitumineux en utilisant des essais décrits dans la norme. Nguyen.T a réalisé des essais de module complexe pour déterminer les propriétés d'un grave bitume (utilisé pour la construction de couches de base). Il a appliqué un chargement cyclique sinusoïdale en traction-compression pour de faible déformation (jusqu'à 10^{-4} m/m) sur des échantillons cylindriques à différentes températures (de -23.4°C à 39.1°C) et différentes fréquences (de 0.03 à 10 Hz) [74]. Nguyen.Q et al ont étudié l'influence des modes de chargement (en traction, en compression et en traction-compression) sur les valeurs du module complexe et coefficient de poisson à cinq températures allant de 1 à 30°C et à six fréquences allant de 0,03 à 10 Hz. Ils ont trouvé que les résultats obtenus sont similaires, indépendamment du type de chargement [75]. Lundström, R et al ont étudié l'effet de différent rigidité du bitume sur un enrobé bitumineux. Les spécimens ont été soumis à un chargement sinusoïdal en traction-compression avec une amplitude de déformation constante de $50 \cdot 10^{-6}$ m/m. Les déformations ont été mesuré par des extensomètres placés à 120° les uns des autres et reliés par des ressorts autour du milieu de l'échantillon. La longueur de la jauge a été choisie à 50 mm pour éviter les effets d'extrémité près des embouts dus au collage [76].

I.5.1.3.2. Essai de torsion

L'essai de torsion consiste à appliquer un couple sur une éprouvette, et à mesurer la déformation. Connaissant la contrainte de torsion et la déformation, le module de cisaillement est alors calculé en se basant sur la théorie de l'élasticité. Le couple est généré par un piston qui subit une rotation. L'échantillon est collé sur les plateaux aux extrémités supérieure et inférieure. Le bas est fixé de manière rigide et le haut est relié à un actionneur de charge de torsion. Les fréquences utilisées dans l'essai sont les mêmes que celles utilisées dans l'essai de module complexe axial [77]. L'essai de torsion est utilisé pour caractériser les mélanges bitumineux en raison de sa fiabilité et de son efficacité à mesurer la résistance au cisaillement des mélanges bitumineux [78]. Cependant, cet essai n'est pas encore normalisé. Par conséquent, peu d'études ont été trouvées [79]. Néanmoins, récemment, Ragni D. et al ont étudié les propriétés mécaniques des interfaces renforcées par des géogrilles en utilisant des



essais de torsion. En outre, les auteurs ont déclaré que l'essai de torsion était utile pour examiner les échantillons renforcés car il s'est avéré capable de mesurer proprement le module de cisaillement des matériaux bitumineux [80], [81].

I.6. Représentation des résultats

Différentes représentations graphiques sont utilisées pour montrer la variation du module complexe E^* (et de ses composantes $|E^*|$, E_1 , E_2 et φ) en fonction de la fréquence et de la température. Les types de graphiques les plus courants sont :

I.6.1. Courbes isothermes

Les courbes isothermes représentent les résultats obtenus pour certaines températures. Considérant le cas des enrobés bitumineux, ces courbes expriment la variation du module complexe et l'angle de déphasage en fonction de la variation de fréquence pour des températures différentes. Les pentes des isothermes donnent des indications concernant les transformations du module avec la vitesse des sollicitations.

I.6.2. Courbes isochrones

Les courbes isochrones représentent la norme du module complexe du liant bitumineux en fonction de la température utilisant des coordonnées semi-logarithmiques. Elles permettent l'évaluation du changement du module en fonction de la température. En fait, cette représentation, montre qu'avec l'augmentation de la température, le module complexe ou rigidité diminue.

I.6.3. Plan Cole-Cole

Le plan Cole-Cole ou plan complexe présente la partie réelle de la norme du module E_1 sur l'axe X (axe des abscisses) et la partie imaginaire E_2 sur l'axe Y (axe des ordonnées). Cette représentation est utilisée pour ajuster les modèles numériques ou ceux ayant un comportement rhéologique. Toutefois, cette courbe ne peut être utilisée pour des faibles valeurs du module. La courbe obtenue est généralement en forme d'arc de cercle commençant de zéro et se fermant sur la valeur du module atteinte à très basse température, mais à haute fréquence.

I.6.4. Espace Black

L'espace Black présente la norme du module complexe en abscisse et l'angle de phase en ordonnée. Cette représentation est utilisée pour ajuster les modèles numériques ou ceux ayant un comportement rhéologique à basse fréquence puisque cet espace permet d'avoir des valeurs précises pour des faibles modules. En cas où la fréquence est basse alors que la température est élevée, la valeur de l'angle de phase augmente tandis que la norme du module complexe diminue.

I.6.5. Equivalence temps-température

En supposant que l'hypothèse du comportement VEL soit valide (dans le cas des matériaux bitumineux, elle consiste à rester dans leur domaine linéaire), le module complexe dépend de la température et de la fréquence. Divers auteurs ont observé que, pour plusieurs matériaux, les valeurs de module complexe reportées sur les diagrammes de Cole-Cole ou de Black tendent à former une courbe unique, indépendamment de la température et de la fréquence d'essai [82]. Selon Corté et Di Benedetto, les matériaux présentant ce comportement sont appelés "thermorhéologiquement simples" [83].



Pour ce type de matériaux, l'influence de la température T et de la pulsation ω (ou fréquence) sur le module complexe peut être réduite à un seul paramètre, de sorte que :

$$E^*(\omega, T) = E^*(\omega f(T)) = E^*(g(\omega)T) \quad \text{Équation I-9}$$

La température influence fortement la viscoélasticité d'un matériel. Le module de rigidité est dépendant de la pulsation et de la température. L'équation I-9 implique que les valeurs du module complexe mesurées pour différents ensembles de pulsation (ω) et de fréquence (f) pourraient être égales entre elles, comme exprimé dans l'équation ci-dessous

$$E^*(\omega_1, T_1) = E^*(\omega_2, T_2) \quad \text{Équation I-10}$$

$$\text{Avec } \omega_1 f(T_1) = \omega_2 f(T_2) \quad \text{Équation I-11}$$

$$g(\omega_1)T_1 = g(\omega_2)T_2 \quad \text{Équation I-12}$$

En raison de l'équivalence des effets de la fréquence (ou du temps de chargement, dans le domaine temporel) et de la température sur le comportement des matériaux, cette propriété est appelée "principe d'équivalence temps/température" (PETT).

Le PETT permet d'utiliser les courbes isothermes du module complexe pour obtenir une courbe $|E^*|$ unique, caractéristique du matériau, pour une température de référence T_{ref} choisie arbitrairement. Cette courbe est appelée courbe maîtresse. La procédure consiste à décaler les courbes isothermes le long de l'axe horizontal des fréquences afin de superposer tous les points ayant la même ordonnée (c'est-à-dire le même $|E^*|$).

D'un point de vue mathématique, une fois la température de référence T_{ref} choisie, la translation de toutes les autres courbes isothermes est opérée en multipliant les fréquences de tous les points de chaque courbe par un coefficient $a_T(T)$, appelé coefficient de translation, dépendant de la température de la courbe isotherme à traduire [84].:

$$E^*(\omega, T) = E^*(\omega a_T(T), T_{ref}) \quad \text{Équation I-13}$$

Lors de la translation des courbes isothermes pour construire des courbes maîtresses, la fréquence réduite est définie comme la fréquence modifiée, obtenue en utilisant les facteurs de décalage.

Les facteurs de décalage $a_T(T)$ vérifient la propriété suivante :

$$a_T(T) = \frac{f(T)}{f(T_{ref})} \Rightarrow a_T(T_{ref}) = 1 \quad \text{Équation I-14}$$

Le PETT est une propriété particulièrement intéressante, car seules des conditions d'essai de température et de fréquence limitées sont disponibles en laboratoire. En utilisant des combinaisons appropriées de ces deux facteurs, il est possible d'accéder à un domaine de fréquence réduit très large, autrement difficile à étudier. Puisqu'une augmentation de température est équivalente à une réduction de fréquence et vice versa, à titre d'exemple, la température d'essai peut être abaissée afin de mesurer le module complexe d'un bitume correspondant autrement à une fréquence excessive.

Deux équations sont couramment utilisées pour ajuster les valeurs d' a_T en fonction de la température.

La première est connue comme la loi d'Arrhenius :

$$\log(a_T) = \frac{\delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad \text{Équation I-15}$$

- δH Énergie apparente d'activation caractérisant le matériau



- T et T_{ref} en °K (Température en Kelvin)
- R constant des gaz parfaits (8.314 J mol⁻¹ K⁻¹)

La seconde est l'équation dite de Williams-Landel-Ferry (WLF) consistant en une équation empirique de la forme :

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(T-T_R)}{(T-T_R)+C_2} \quad \text{Équation I-16}$$

- C₁ et C₂ : Coefficients dépendants du matériel
- T et T_R en °C (Température en Celsius)

L'équation WLF peut être appliquée sur toute la gamme des températures d'essai. Cependant, si l'ajustement est effectué sur des données obtenues uniquement pour des températures supérieures à la température de transition vitreuse T_v du matériau, il ne peut pas être utilisé pour extrapoler les valeurs a_T(T) pour T < T_v et vice-versa.

Certains matériaux bitumineux, comme les bitumes modifiés par des polymères, ne sont pas thermorhéologiquement simples, le PETT n'est donc pas valable pour eux.

Cependant, il est possible d'obtenir une courbe maîtresse en appliquant des facteurs de décalage aux courbes isothermes, pour une température de référence. Dans ce cas, on dit que le matériau est conforme au principe d'équivalence partielle de temps et de la température (PEPTT) [18], [85].

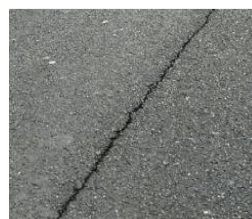
I.6.6. Comportement à grande nombre de cycle

I.6.6.1. Notion du comportement à la fatigue

Parmi les principales formes de dégradations que l'on trouve dans les structures de chaussées, deux d'entre elles sont les plus communes : l'orniérage et la fissuration. Il existe plusieurs types de fissures, notamment la fissuration longitudinale et transversale, la fissuration des blocs et la plus courante, la fissuration par fatigue [86], qui résulte de la répétition des charges de trafic associées à d'autres facteurs. Ces derniers sont présentés dans la Figure I-6 [87], [88]. Ces facteurs comprennent les propriétés des matériaux, les conditions climatiques, la conception de la chaussée et la capacité portante de la structure.



Fissure Transversale



Fissure Longitudinal



Fissuration par Fatigue



Fissuration des Blocs

Figure I-6. Types de fissures



Selon Ceratti les dommages dus à la fatigue sont le résultat de deux processus isolés :

- (i) L'initiation de la fissure
- (ii) La croissance des fissures

Les deux processus conduisent à la dégradation de la chaussée. La propagation des fissures peut se produire lentement, affaiblissant la chaussée, conduisant à une détérioration totale lorsque les dommages atteignent un niveau critique [89].

Epps et Monismith ont stipulé que la résistance à la fissuration par fatigue d'un mélange bitumineux est normalement définie en laboratoire par la durée de vie à la rupture (N_f) ou la durée de vie en service (N_s) [90]. La première est liée au nombre d'applications du chargement nécessaires pour entraîner une rupture par fatigue, tandis que la seconde correspond au nombre total d'applications du chargement nécessaires pour réduire les performances de l'échantillon. D'autres auteurs comme Loureiro, définissent également la résistance à la fissuration par fatigue comme le nombre total de répétitions nécessaires pour conduire à la rupture complète de l'échantillon [91].

I.6.6.2. Essais de Fatigue sur matériaux bitumineux

L'essai de fatigue est réalisé sur une éprouvette soumise à une répétition de sollicitations jusqu'à la rupture. La durabilité de l'éprouvette est donc définie grâce à la rupture physique.

I.6.6.2.1. Echelle Bitume et Mastic

Le terme " fatigue " est généralement appliqué à un revêtement bitumineux. Il implique un mode de défaillance de l'enrobé résultant de la charge répétée du trafic, des périodes de repos, des protocoles de construction et des variations de température. Des études ont démontré que les fissures liées à la fatigue dans un mélange bitumineux ont tendance à traverser le liant bitumineux [92], [93]. Par conséquent, il est admis que le liant bitumineux et/ou le mastic bitumineux jouent un rôle important concernant la fatigue des mélanges bitumineux, car l'endommagement a tendance à se produire principalement dans le liant lui-même [94]. Les essais de fatigue sur les liants sont devenus relativement courants. Cependant, les essais de fatigue sur le mastic et notamment sur le mortier sont beaucoup plus rares, voire inexistantes. En fait, Bahia et al ont constaté que la déformation que subit le liant peut être de 10 à 100 fois supérieures aux déformations globales subites par le mélange bitumineux. Comme, les liants existent sous forme de films minces, ils sont performant dans la région non linéaire en raison de la différence considérable entre le module des granulats et le module des liants [95]. Malgré cela, l'étude du comportement des liants bitumineux sous charge répétée peut aider à comprendre l'effet de la nature du liant sur le comportement en fatigue du mélange bitumineux. La notion de la caractérisation de l'endommagement en effectuant des essais de fatigue sur des liants bitumineux a été introduit comme une alternative pour prédire le véritable comportement en fatigue des liants similaires aux mélanges [95].

Depuis l'introduction du rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR), les essais directs sur des liants et mastics bitumineux en fatigue sont devenus relativement courants, un certain nombre de chercheurs ayant réussi à générer des caractéristiques de fatigue pour les bitumes purs et modifiés ainsi que les mastics au moyen d'essais de balayage temporel en utilisant le DSR. Récemment, Micaelo, R et al (2017) ont étudié l'effet de différentes fines sur la durée de vie en fatigue des mastics en utilisant un DSR. Ils ont varié l'amplitude de déformation et de contrainte appliquée. Ils ont trouvé que les fines affectaient fortement la rigidité ainsi que la



performance en fatigue des mastics indépendamment du bitume utilisé dans les mélanges [96].

De même, Jiang, J et al (2020) ont étudié l'effet de la teneur en fines et de la distribution de la taille sur les propriétés mécaniques du mastic en utilisant une série d'images et de méthodes de traitement. Ensuite, la durée de vie en fatigue a été évaluée par un test de balayage d'amplitude linéaire en utilisant un DSR. Ils ont trouvé qu'une concentration plus élevée et des particules de petites fines augmentent la durée de vie en fatigue du mastic à un faible niveau de déformation [97].

I.6.6.2.2. Echelle Enrobé

Plusieurs types d'essais et différents types de sollicitations existent pour estimer la fatigue d'un enrobé. La plupart de ces essais sont des essais non-homogènes. Les sollicitations évoluent de manière différente d'un essai à un autre. Ils sont souvent des essais de flexion, de cisaillement, de traction-compression ou de traction directe. La durée de vie de l'éprouvette dépend de l'amplitude de la contrainte ou déformation appliquées. Différentes méthodes d'essai ont été développées au cours des dernières décennies pour évaluer le comportement en fatigue des mélanges bitumineux. [98].

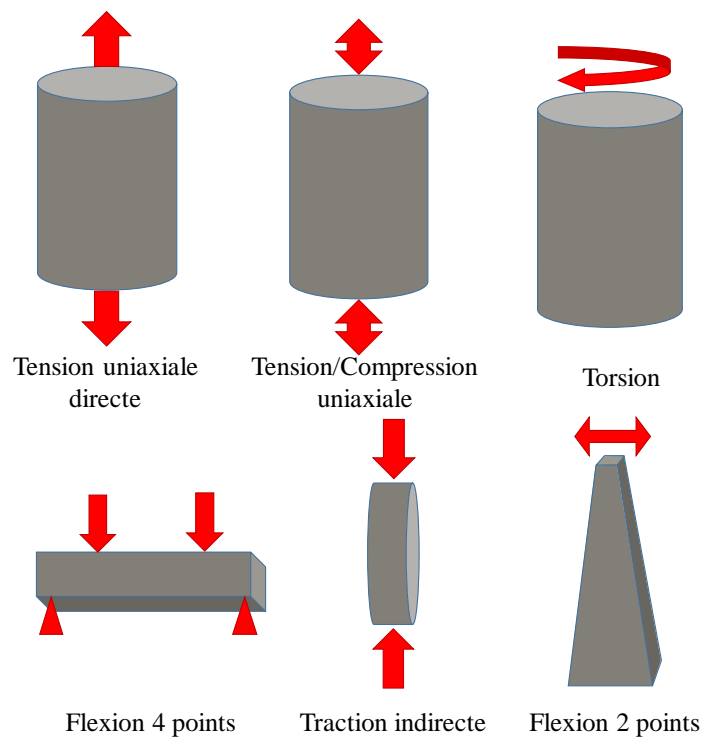


Figure I-7. Essai de fatigue couramment utilisés.

L'essai de tension - compression est largement utilisé pour étudier l'endommagement des mélanges bitumineux [11], [99]–[103]. Il a été développé au Transport and Road Research Laboratory (TRRL) [104]. Un chargement axial en traction et en compression a été appliqué à l'aide d'un dispositif électro-hydraulique servocommandé. Les spécimens testés étaient des prismes avec une section carrée de 75 mm et une longueur de 225 mm. TRRL ont évalué les effets des fréquences de chargement (16,7 et 25 Hz), les périodes de repos, la forme de l'onde et la séquence d'application de la charge (compression/tension, tension/compression, compression uniquement, et tension uniquement)[105]. Ils ont trouvé que l'effet de la forme de la charge n'est pas très important. Ils ont conclu qu'une impulsion de charge sinusoïdale



semble être une représentation raisonnable, de plus ils ont démontré qu'une charge cyclique de compression pure donne la plus grande durée de vie en fatigue, suivie d'une charge cyclique de traction/compression, d'une charge cyclique de traction, et d'une charge cyclique de compression/traction.

Plus récemment, Tapsoba, N. et al [106] ont réalisé des essais cycliques de tension-compression sur des spécimens cylindriques afin d'étudier la fatigue des mélanges bitumineux. Une charge sinusoïdale est appliquée à 10 Hz piloté en déformation axiale à une température constante de 10°C. Phan Cong Viet et al [107] ont réalisé des essais de fatigue en traction-compression pour estimer les effets de réversibilités (non-linéarité, échauffement et thixotropie) sur des échantillons cylindriques. L'essai de fatigue a été réalisé dans des conditions classiques à 10°C et 10 Hz. Di Benedetto, H. et al [20] ont présenté des résultats d'essai de fatigue obtenus par différents laboratoires. Des essais de chargement sinusoïdal ont été réalisés sur un même enrobé à une fréquence de 10Hz et à une température de 10°C, pour 11 types d'essais différents dont des essais de tension/compression, de flexion à 2, 3 et 4 points, et de tension indirecte. Cependant, ils ont trouvé que l'analyse de la fatigue avec l'approche classique (50% de chute de rigidité), donne des résultats différents selon le type d'essais et le mode de chargement. Ils ont trouvé que les essais de fatigue sont très sensibles à la qualité des conditions de chargement.

En France, pour le dimensionnement des chaussées, la valeur du module complexe à 10°C et 25 Hz obtenue à partir de l'essai de Flexion deux points est retenue comme valeur de référence.

I.6.6.3. Interprétation des résultats

Les données de fatigue (nombre de cycles jusqu'à la rupture) sont généralement tracées en fonction de la déformation ou de la contrainte. Les lignes droites de fatigue pour les matériaux bitumineux sont générées au moyen d'une analyse de régression. Les résultats de fatigue sont représentés sous forme d'une courbe nommée la courbe de Wöhler (Figure I-8). Cette dernière lie la durée de vie de l'éprouvette à une contrainte ou déformation imposées.

Pour comparer les résultats des différents mélanges bitumineux, on compare la déformation à 1 million de cycle. Et donc ϵ_6 représente l'amplitude de la déformation pour laquelle la rupture se produit après 1 million de cycles [106].

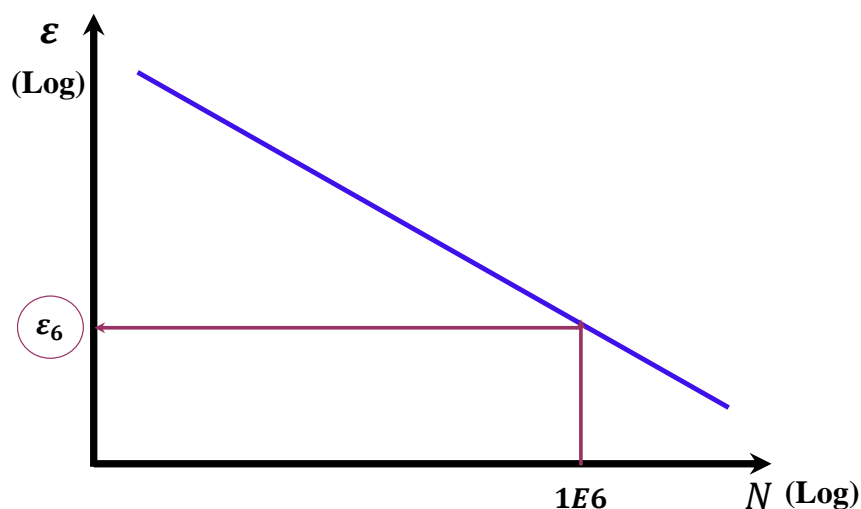


Figure I-8. La courbe de Wöhler [108]



L'analyse de fatigue de Wöhler stipule qu'en appliquant à un échantillon une contrainte cyclique constante d'amplitude S jusqu'à la rupture, le nombre de cycles de chargement N peut être déterminé. Ensuite, une courbe peut être établie et est notée la courbe S-N [109] [110].

La résistance à la fatigue est liée à la variation de la norme du module complexe de l'enrobé. Trois phases sont distinguables concernant l'évolution de ce paramètre en fonction des nombres de cycles.

- Phase I : phase d'adaptation

Cette phase est caractérisée par la diminution brusque du module complexe. Cette chute peut être causée par nombreux facteurs comme les phénomènes de thixotropie ou d'échauffements.

- Phase II : phase de fatigue

Durant la phase II, un comportement stable et quasi linéaire d'un endommagement continue, mais lent est obtenu. Ceci est représenté sur la Figure I-9 comme une plate-forme légèrement inclinée. Durant cette phase, la fatigue joue un rôle très important par rapport à la diminution du module complexe. En effet, cet endommagement n'est pas complètement linéaire, mais se définit par la diminution de sa réceptivité à la fatigue.

- Phase III : phase de rupture

Durant cette phase, l'évolution accélérée des fissures mène à la rupture irréversible de l'éprouvette. En fait, le module complexe diminue rapidement à l'entourage des régions endommagées [108].

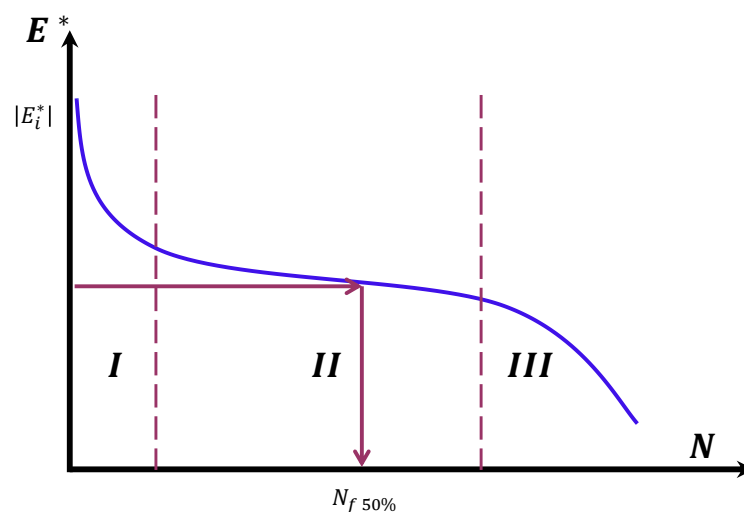


Figure I-9. L'évolution du module complexe en fonction de nombres de cycles

En termes de fissuration, la première phase se manifeste par l'initiation de microfissures qui se forment généralement en une zone où il y a une concentration des contraintes localisées, comme une discontinuité dans le matériau. Une fois qu'une microfissure est amorcée, l'effet de concentration des contraintes augmente et la microfissure se propage. Il en résulte une diminution de la rigidité macroscopique de l'asphalte. Dans la deuxième phase, à partir de la coalescence des microfissures, une macro fissure apparaît qui se propage dans le matériau (voir Figure I-10). Par conséquent, la zone sollicitée diminue en taille alors que la contrainte augmente et la fissure se propage plus rapidement. Durant la phase III, la zone restante est incapable de supporter la charge et le matériau se casse. Une détermination précise du cycle



où la microfissure apparaît et se propage est une tâche difficile. Différents critères de rupture existent dans la littérature, qui sont liés à l'évolution de différents paramètres d'essai.

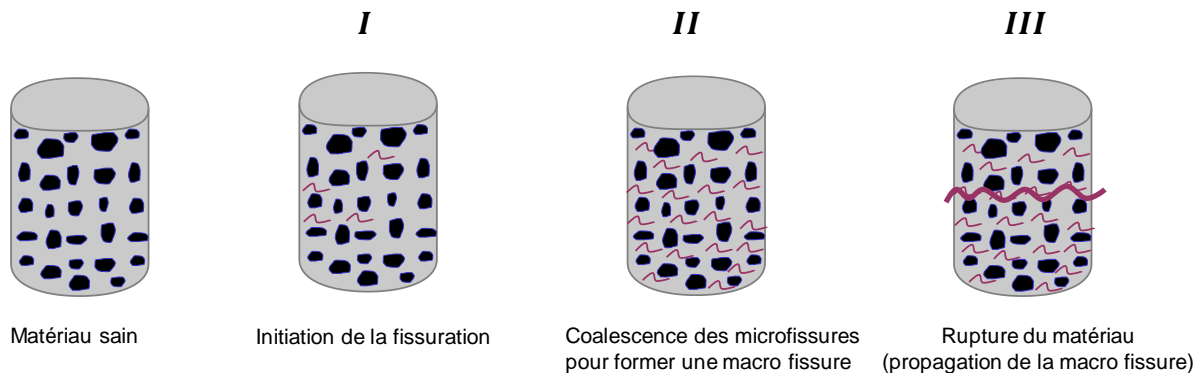


Figure I-10. Propagation de la fissure

I.6.6.4. Critère de Fatigue

Selon le mode de pilotage de l'essai de fatigue (contrainte ou déformation) et le type d'essai, N_f peut être défini de différentes manières. Pour les essais pilotés en contrainte constante, le critère de rupture correspond à la rupture complète de l'échantillon durant l'essai. Van Dijk a trouvé que le nombre de cycles à la rupture correspond au moment où la valeur de la déformation mesurée correspond à deux fois la valeur de la déformation initiale [111]. Alors que Rowe, a trouvé que le critère de rupture correspond à la chute de 90% de la rigidité du matériau [98]. Pour un essai piloté en déformation, Pronk et Hopman et Tayebali et al. ont défini le critère de fatigue comme la diminution de 50 % de la rigidité initiale pour les essais homogènes [112], [113] [114], [115].

Néanmoins, d'autres critères de fatigue peuvent être considérés pour mesurer la durée de vie d'un mélange bitumineux :

- Rupture physique
- Réduction partielle de la rigidité initiale
- Courbe de Weibull,
- Méthode de l'énergie dissipée
- Quantification de l'endommagement

En effet, Tapsoba, N. et al ont analysé des résultats des essais de fatigue d'enrobé en analysant six critères de fatigue :

- La chute de la valeur du module complexe de 50%
- La non-homogénéité du champ de déformation
- Critère de fatigue correspondant à la valeur de l'angle de phase maximum ($N_f \max \varphi$)
- Le critère $N_f 30\%$ (le nombre de cycles correspondant à une diminution du module de 30% de sa valeur initiale)
- Critères basés sur l'énergie dissipée. L'idée principale est que l'apparition d'une macro-fissure dans le matériau est accompagnée d'un changement brutal du ratio d'énergie dissipée
- Un critère particulier N_f représentant la valeur moyenne des critères cités précédemment à l'exception de $N_f 30\%$ et $N_f 50\%$



Ils ont trouvé que les différents critères de fatigue donnent des valeurs proches sauf pour le critère Nf30% [106]. Pour pouvoir calculer l'endommagement généré par les sollicitations, la « loi de cumul des dommages » ou loi de Miner peut-être utilisée. Celle-ci est décrite dans la section suivante.

I.6.6.5. Loi de Miner : Loi d'accumulation des dommages

La loi d'endommagement linéaire a été proposée pour la première fois par Palmgren en 1924 et a été développée par Miner en 1945. Aujourd'hui, la méthode est communément appelée la loi de Miner. Dans toutes les théories de dommages cumulatifs, la dégradation est supposée se produire lorsque la somme des dommages pour tous les événements subis par la structure est égale ou supérieure à un critère de dommages, D. Pour la loi de Miner, D est égal à 1,0, c'est la rupture du matériau. La loi d'endommagement linéaire stipule que la fraction d'endommagement à un niveau de contrainte donné est égale au rapport des nombres de cycles. Le ratio de cycle est défini comme le ratio du nombre de cycles à un niveau de contrainte donné, n, sur la durée de vie en fatigue en cycles à ce niveau de contrainte, N. Par exemple, la fraction de dommage due à un cycle de chargement est 1/N. En d'autres termes, l'application d'un cycle de chargement consomme 1/N de la durée de vie totale à la fatigue de la structure [116]–[118].

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} \quad \text{Équation I-17}$$

n_i = nombre de cycles appliqués ;

N_i = cycles de chargement jusqu'à la rupture

Selon la loi de Miner, l'ordre chronologique de l'endommagement n'influence pas la valeur de l'endommagement. Il a déjà été prouvé pour d'autres matériaux, notamment l'acier, que l'indépendance de l'endommagement par rapport à l'ordre chronologique postulé dans la loi de Miner n'existe pas. [119]. Les essais réalisés par Miner sur des échantillons d'aluminium montraient déjà une grande variance de la somme des différentes parties de l'endommagement. La somme des dommages pour les résultats d'essai publiés varie entre 0,60 et 1,49 [120]. Miner a utilisé la rupture de l'échantillon comme critère d'endommagement. Cependant, d'après Di Benedetto cette loi n'est pas optimale pour obtenir le cumul de l'endommagement. En fait, la loi de Miner suppose que l'accumulation des endommagements est uniforme et que toutes les phases génèrent la même quantité d'endommagement des cycles ayant la même amplitude et donc ne prend pas en compte l'ordre de succession des sollicitations. En conséquence, le potentiel de l'enrobé à s'auto réparer n'est pas considéré [121].

I.6.6.6. Théorie de Kachanov

La mécanique du dommage des milieux continus considère toutes les fissures comme des dommages. Elle est capable de mesurer le dommage en considérant que toutes les fissures influencent la réponse du matériau à une échelle macro (comportement non linéaire contrainte-déformation et dégradation de la rigidité du matériau). Kachanov a été un pionnier dans ce domaine. En effet, Pour modéliser la dégradation continue d'un matériau, il a introduit en 1958 une formulation où l'évolution d'une seule variable interne réduit continuellement les propriétés élastiques [122]. Physiquement, cette variable, qu'il a appelée indice de dommage,



peut être interprétée comme un rapport entre l'élément de surface différentiel intact et l'élément de surface original [123]. En effet, l'état d'endommagement peut être représenté par une variable d'endommagement (variable d'état interne) D ($0 < D < 1$) spécifiée comme suit

- $D = 0$ (état initial non endommagé)
- $D = 1$ (état final de rupture)

La variable d'endommagement D est souvent interprétée comme la réduction de la surface effective (surface nette) causée par les fissures microscopiques distribuées dues à l'endommagement du matériau. En effet, Kachanov a défini un paramètre d'endommagement en différenciant la surface initiale d'une section non endommagée du matériau et la surface réelle de cette section après qu'une certaine partie de celle-ci ait été "perdue" suite à la croissance d'une fissure. Il a défini un paramètre d'endommagement comme suit :

$$D = \frac{A-A^*}{A} \text{ Équation I-18}$$

- D est le paramètre d'endommagement ;
- A est la surface initiale de la section non endommagée ;
- A^* est la surface réelle de la section endommagée.
- La valeur $A-A^*$ représente la surface perdue qui est la surface totale de toutes les fissures.

Ensuite, grâce à l'équilibre des forces $\sigma \times A = \sigma^* \times A^*$, le paramètre de dommage peut être exprimé par le rapport de contrainte comme suit :

$$D = 1 - \frac{\sigma}{\sigma^*} \text{ Équation I-19}$$

- σ est la contrainte nominale sur la surface initiale de la section non endommagée
- σ^* est la contrainte effective sur la zone réelle de la section endommagée

De cette façon, le paramètre d'endommagement peut être formulé dans les équations constitutives, puis dans la loi d'évolution de l'endommagement pour décrire analytiquement l'effet de la croissance des fissures [124][125].

I.6.6.7. Modes de Sollicitations

Les essais de fatigue peuvent être effectués en force ou en déplacement imposés. Une dissimilitude dans les résultats est remarquée en ce qui concerne ces deux modes. Ceci est possible à cause d'un :

- 1- Éparpillement des résultats du même mode de sollicitation

Puisque les résultats sont dispersés, une répétition de l'essai pour un certain niveau de sollicitations est nécessaire pour obtenir des résultats précis.

- 2- Ecart entre les résultats des deux modes

Les résultats obtenus des modes de déplacement imposé et de force imposée pour un matériel identique sont amplement différents. Cependant, cette juxtaposition n'est pas rationnelle puisque chaque résultat dérive d'un mode distinct ayant sa propre réponse à différentes sollicitations.

• Pilotage en Déformation

Lorsque le déplacement est imposé, la déformation est similaire en n'importe quel point de l'éprouvette. En fait, l'application d'une sollicitation sur le matériel se traduit par un signal de déplacement ayant une fréquence et magnitude constantes. Le déplacement est défini comme



imposé si l'essai est homogène. L'éprouvette subit une période de propagation des fissures relativement plus longue car la déformation est maintenue constante et la contrainte résultante diminue progressivement jusqu'à ce que l'éprouvette soit endommagée, nécessitant ainsi moins de contrainte pour produire la même déformation. Le point de rupture est arbitrairement déterminé comme une réduction du module de rigidité initial de 50% parce que le temps d'essai peut être très long et que la condition de rupture n'est pas évidente.

• **Pilotage en Contrainte**

La magnitude ainsi que la fréquence de la sollicitation restent inchangées durant l'essai. En effet, c'est la force qui est constante et la déformation qui change. L'éprouvette subit une période de propagation de la fissure relativement courte parce que la contrainte appliquée est maintenue constante et que la déformation résultante augmente progressivement au fur et à mesure que l'éprouvette est endommagée jusqu'à la rupture. Le point de rupture est clairement déterminé lorsque l'éprouvette est complètement casée.

I.6.6.7.1. Méthode de l'énergie dissipée

Il est possible de transformer des résultats obtenus par déformation imposée à des résultats obtenus par contrainte imposée et vice versa en utilisant la méthode d'énergie dissipée. En effet, plusieurs auteurs recommandent d'utiliser une approche énergétique pour la fatigue des matériaux bitumineux, car elle permet de supposer divers paramètres de chargement, de température et de fréquence en plus des périodes de repos. Les matériaux viscoélastiques sont caractérisés par une boucle d'hystérésis puisque le matériau non chargé suit un chemin différent que lorsqu'il est chargé. Un déphasage est enregistré entre la contrainte appliquée et la déformation mesurée. L'énergie est dissipée sous forme de travail mécanique, de production de chaleur ou de dommages [126]. Lorsqu'une charge constante est appliquée sur un matériau viscoélastique comme les matériaux bitumineux, le déplacement et donc la déformation augmente avec le temps et, lorsque la charge est supprimée, le matériau tend à récupérer une partie de la déformation mais conserve une certaine déformation résiduelle [65].

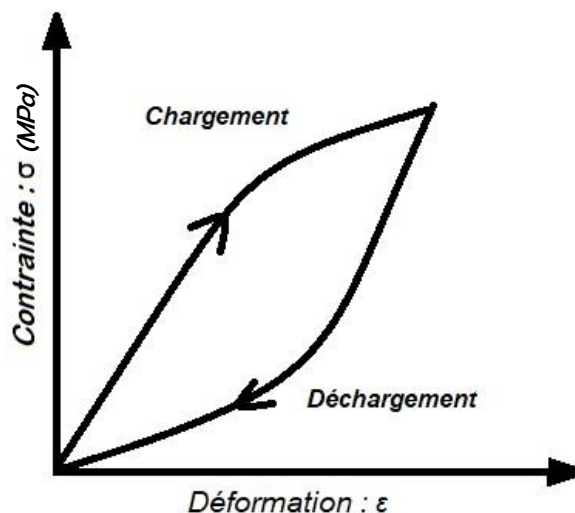


Figure I-11. Comportement viscoélastique

L'aire de la boucle d'hystérésis représente l'énergie dissipée dans un cycle de chargement-déchargement et l'équation suivante peut être utilisée pour calculer sa valeur dans un matériau viscoélastique linéaire :

$$w_i = \pi \cdot \epsilon_i \cdot \sigma_i \cdot \sin \varphi_i \quad \text{Équation I-20}$$

Où : w_i est l'énergie dissipée au cycle i ,



σ_i est le niveau de contrainte au cycle i ,
 ϵ_i est le niveau de déformation au cycle i ,
 φ_i est l'angle de phase au cycle i

Au cours d'un essai de fatigue, piloté en contrainte en dessous de la contrainte de rupture, la rigidité diminue et des microfissures sont induites dans le matériau. Par conséquent, l'énergie dissipée, W , varie par cycle de chargement. Elle augmente généralement pour les essais pilotés en contrainte et diminue pour les essais pilotés en déformation.

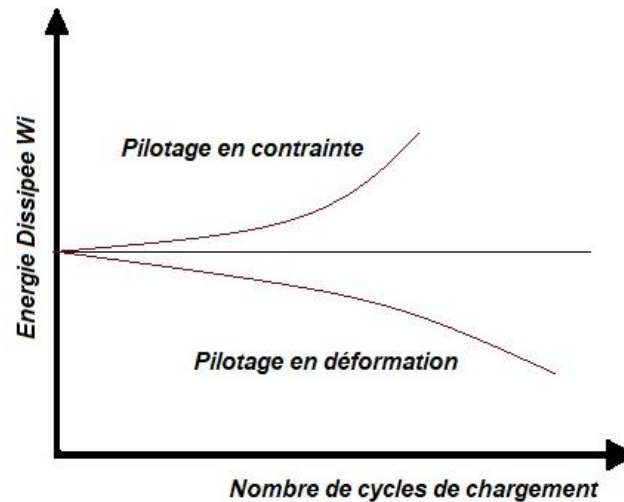


Figure I-12. Énergie dissipée en fonction du nombre de cycles de chargement pour différents modes de pilotages

L'énergie dissipée w_i durant l'essai de force imposé augmente rapidement au début. Elle devient plus lente au cours de la deuxième phase avant d'augmenter brusquement pendant la phase de rupture. L'énergie dissipée dépend de la contrainte, de la déformation et de l'angle de phase. Comme l'angle de phase augmente tout au long de l'essai, l'évolution de l'énergie dissipée en fonction du nombre de cycles est similaire à l'évolution du déplacement durant un essai à force imposée et à l'évolution de la force dans un essai à déplacement imposé [127]. Van Dijk est l'un des premiers chercheurs à appliquer le concept d'énergie dissipée à l'étude de la fatigue dans les mélanges bitumineux. Il a déterminé une relation entre la durée de vie (N_f) et l'énergie dissipée cumulative à la rupture [128]. L'énergie cumulée dissipée, qui s'étend sur n cycles peut être exprimée comme suit :

$$W_n = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{Équation I-21}$$

$$W_{N_f} = A \cdot (N_f)^z \quad \text{Équation I-22}$$

- W_{N_f} : l'énergie cumulée dissipée jusqu'à la rupture, c'est-à-dire l'énergie totale dissipée par le matériau pendant l'essai de fatigue (somme de toutes les surfaces dans la boucle d'hystérésis de contrainte-déformation pour chaque cycle jusqu'à la rupture)
- N_f : nombre de cycles de chargement jusqu'à la rupture (durée de vie),
- A, z : constantes dépendant du mélange (déterminées expérimentalement).

L'hypothèse principale inhérente à cette méthode est qu'il existe une relation (équation 13) entre l'énergie dissipée et le nombre de cycles jusqu'à la rupture N_f . L'intérêt de cette relation ne dépend pas du mode de chargement, de la température et de la fréquence [111] [128], mais uniquement des propriétés du matériau [127], [129]. Carpenter et al [130] et Guzman et Carpenter [131] ont démontré qu'une relation entre le rapport d'énergie dissipée (DER) et la



durée de vie en fatigue existe. Cette relation est indépendante du niveau de chargement, du mode de chargement ou du type de mélange [127], [130]–[132].

$$DER (i) = \frac{w_{i+1} - w_i}{w_i} \text{ Équation I-23}$$

W_{i+1} : Energie dissipée au cycle $i+1$

W_i : Energie dissipée au cycle i

Shen et Carpenter ont défini un ratio de changement d'énergie dissipée (RDEC : ratio of dissipated energy change). RDEC permet d'éliminer l'énergie qui se dissipe sous d'autres formes sans causer de dommages. Cette définition fournit une véritable indication des dommages subis par le mélange bitumineux d'un cycle à l'autre en comparant l'amplitude de l'énergie pendant le cycle précédent, puis en déterminant l'endommagement résultant [133], [134]. RDEC s'exprime comme suit :

$$RDEC (i) = \frac{|w_j - w_i|}{(j-i) \cdot w_j} \text{ Équation I-24}$$

- i et j désignent respectivement les $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ cycles,
- w_i l'énergie dissipée au cycle i ,
- w_j l'énergie dissipée au cycle j .

Comme présenté par Carpenter et al., le RDEC développe un plateau après la période initiale d'instabilité qui augmente ensuite de façon considérable, donnant un signe de véritable rupture par fatigue. La courbe d'endommagement représentée par la RDEC en fonction des cycles de chargement peut alors être divisée en trois étapes distinctes, comme le montre la Figure I-13 ci-dessous [130]. Le PV, la valeur constante du RDEC au stade II (stade du plateau), est important pour évaluer le comportement en fatigue du HMA car il représente une phase où un pourcentage relativement constant de l'énergie est transformé en dommages. En pratique, le PV est défini comme la valeur RDEC au moment de la diminution de 50 % de la rigidité. Ghuzlan et Carpenter ont défini le PV comme un indice d'endommagement et ils ont constaté qu'il avait une relation unique avec la durée de vie en fatigue pour différents mélanges, modes de chargement et niveaux de chargement [130], [131].

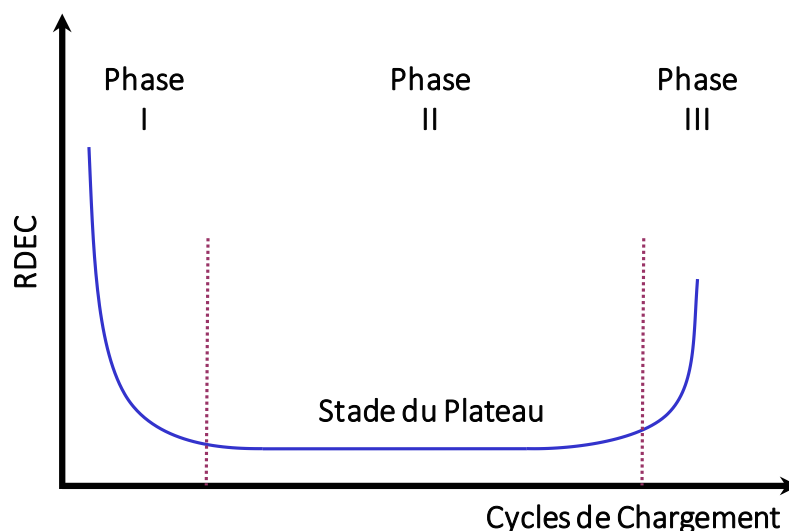


Figure I-13. Graphique typique du RDEC avec trois zones de comportement d'après [130]



Boudabbous, M et al ont démontré la possibilité d'identifier la courbe de Wöhler associée à un essai de déplacement contrôlé à partir des résultats d'un essai de force contrôlée à la même température. L'énergie cumulée était indépendante du mode de chargement considérant le critère de fatigue soit la diminution de la rigidité de 50% de sa valeur initiale, pour le même nombre de cycles de charge jusqu'à la rupture ; l'égalité s'exprime donc sous la forme suivante [127] :

$$WN^u = WN^F \text{ Équation I-25}$$

L'énergie cumulée dans chaque mode de chargement peut alors être calculée par l'expression suivante :

$$WN_{50} = 0.5 (w_{50} + w_1) \cdot N_{50} \text{ Équation I-26}$$

$$w_1^u = \pi \cdot \frac{\tau_{1u}^2}{k_s} \cdot \sin \varphi_1^U \text{ Équation I-27}$$

- w_1^u Représente l'énergie dissipée durant le premier cycle sous déplacement contrôlé

$$w_1^F = \pi \cdot \frac{\tau_{1F}^2}{k_s} \cdot \sin \varphi_1^F \text{ Équation I-28}$$

- w_1^F Représente l'énergie dissipée durant le premier cycle sous force contrôlée

Pour $N = N_{50\%}$:

$$w_{50}^u = \pi \cdot \frac{\tau_{1u}^2}{2 \cdot k_s} \cdot \sin \varphi_{50}^U \text{ Équation I-29}$$

- w_{50}^u Représente l'énergie dissipée à $N_{50\%}$ sous déplacement contrôlé

$$w_{50}^F = \pi \cdot \frac{2 \cdot \tau_{1u}^2}{k_s} \cdot \sin \varphi_{50}^F \text{ Équation I-30}$$

- w_{50}^F Représente l'énergie dissipée à $N_{50\%}$ sous force contrôlée

En utilisant équation 30, on peut écrire :

$$\pi \cdot \frac{2 \cdot \tau_{1u}^2}{k_s} \cdot \sin \varphi_{50}^F = \pi \cdot \frac{\tau_{1u}^2}{2 \cdot k_s} \cdot \sin \varphi_{50}^U \rightarrow \frac{1}{4} \tau_u \gamma \sin \varphi_{50}^u = \tau_F \gamma \sin \varphi_{50}^F \text{ Équation I-31}$$

En simplifiant équation 31, on aboutit à :

$$\frac{1}{4} w^U = w^F \text{ Équation I-32}$$

En supposant que la valeur de w_1 est indépendante du mode de pilotage, on retrouve $N_{50\%}$ du mélange bitumineux pour un mode de pilotage soit à déplacement imposé ou soit à force imposé à partir des résultats expérimentaux d'un essai avec un mode de pilotage inverse.

Les essais de fatigue pilotés en contrainte imposées sont plus sévères que les essais en déformation imposée. Durant un essai piloté en contrainte, l'énergie est absorbée plus rapidement, l'énergie initiale dissipée par cycle est élevée, et le taux de dissipation de l'énergie est plus rapide [98]. Il est bien connu que les résultats de fatigue sont variables et très dispersés. Cependant, lorsque la contrainte d'un essai à contrainte contrôlée est convertie en déformation, et que la déformation est tracée en fonction du nombre de cycles jusqu'à la rupture, la dispersion est considérablement réduite. Cela suggère que les essais de déformation contrôlée réduisent la dispersion et la variabilité associées aux essais de fatigue. La variabilité est également associée aux dimensions de l'échantillon (éprouvette). Plus la taille



de l'échantillon est grande, plus la dispersion et la variabilité des résultats des essais de fatigue sont faibles [98].

Pour résumer, au cours d'un essai de fatigue, la rigidité diminue, le processus de fatigue commence et des microfissures sont induites dans le matériau ; par conséquent, l'énergie dissipée, W , varie par cycle de chargement et elle augmente généralement pour les essais de contrainte contrôlée et diminue pour les essais de déformation contrôlée.

I.7. Etude multi-échelle de l'enrobé

La modélisation multi-échelle est devenue une méthode populaire pour mieux comprendre les mécanismes physiques qui influencent le comportement du matériau et, en fin de compte, ses performances. L'approche multi-échelle permet le développement d'outils pratiques pour aider à la conception des mélanges, à la sélection des matériaux et, à la production des chaussées. En effet, les formulations des mélanges bitumineux commencent à de petites échelles et incluent donc intrinsèquement le cadre analytique nécessaire pour prédire comment le mélange réagit aux changements de microstructure.

La modélisation multi-échelle comprend de nombreuses thématiques, mais la littérature disponible peut être divisée en quatre sujets principaux :

- 1) Les études expérimentales des mastics bitumineux
- 2) Les études expérimentales des mortiers bitumineux
- 3) La modélisation multi-échelle avec des modèles analytiques
- 4) La modélisation multi-échelle avec des modèles numériques

Dans cet état d'art, on se limitera aux études expérimentales (détaillés dans les sections précédentes) et à la modélisation multi-échelle avec des modèles numériques (calcul éléments finis). Les définitions et les justifications de ces définitions des échelles sont données ci-dessous.

Le bitume est composé d'une grande variété d'hydrocarbures avec des hétéroatomes tels que l'oxygène, le soufre et l'azote. Sur la base des méthodes chromatographiques modernes, le bitume peut être séparé en quatre fractions, à savoir les saturés, les aromatiques, les résines et les asphaltènes (SARA). Le comportement moléculaire du bitume ne peut être facilement étudié en laboratoire [135].

En ce qui concerne le mastic, bien qu'il n'existe aucun consensus formel sur sa définition, l'accord général dans la littérature semble être que le matériau qui est une échelle caractéristique plus grande que le liant bitumineux (bitume) devrait être appelé mastic bitumineux. L'accord général suggère également que le mastic est constitué de deux phases : le liant bitumineux et toutes les particules de fines qui passent le tamis de 75 μm ou de 100 μm . Dans la plupart des cas, ces fines sont simplement désignées par le terme de particules de remplissage [136]–[139]. Bien que de nombreux chercheurs soient d'accord avec les définitions de taille mentionnées plus haut, ils divergent quant à la façon dont quantifier la quantité de liant bitumineux à ajouter (par concentration massique, par concentration volumique, etc.). Ce dernier point peut entraîner une confusion importante et doit être vérifiée avec soin avant d'établir des comparaisons entre les données.

L'échelle caractéristique immédiatement inférieure à celle de l'enrobé et immédiatement supérieure à celle du mastic est connue sous le nom de mortier. Les mortiers sont utilisés pour



étudier l'endommagement par fatigue, l'endommagement par l'humidité et l'autoréparation. Cette échelle est utilisée pour étudier ces phénomènes car ils se produisent en grande partie dans les volumes entre les particules de granulats les plus grossiers, les essais réalisés sur les mortiers devraient fournir une indication directe de la façon dont les phénomènes se manifesteront dans un enrobé [140].

Pour résumer les échelles se composent de la manière suivante (Figure I-14) :

- Bitume : composé d'asphaltènes dispersées dans le maltène sous forme de matrice
- Mastic : composé de particules fines plus bitume
- Mortier : composé de mastic plus sable
- Enrobé : composé de mortier, de granulats et de vides

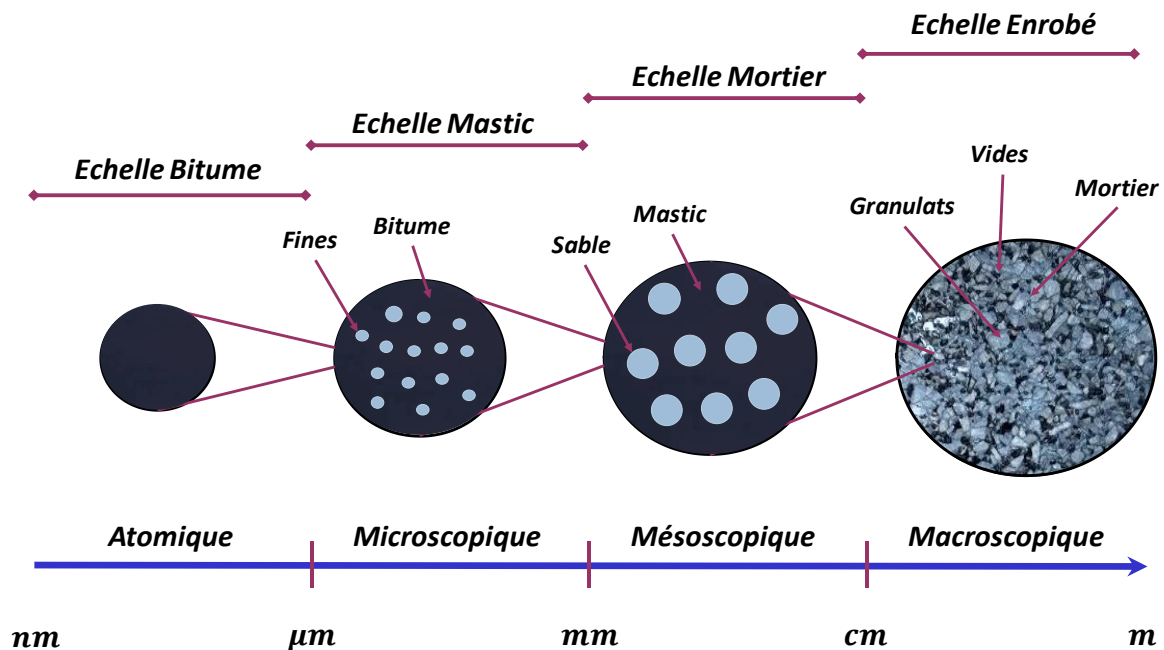


Figure I-14. Modèle multi échelle de HMA

Ci-dessous un résumé des différents seuils de coupure adoptés :

Table I-3. Résumé des limites des différentes échelles adoptées dans la biblio

Articles	Limites
Underwood, B. S., & Kim, Y. R [141] , Experimental investigation into the multiscale behaviour of asphalt concrete.	Mastic < 75 μm 75 $\mu m \leq$ Mortier < 1.18 mm Enrobé \geq 1.18 mm
Zhang, J., et al [142], Multiscale validation of the applicability of micromechanical models for asphalt mixture.	Mastic < 75 μm 75 $\mu m \leq$ Mortier < 2.36 mm Enrobé \geq 2.36 mm
Cucalon, L. G., et al [143]. A multiscale model for predicting the viscoelastic properties of asphalt concrete.	Mastic \leq 0.01 mm 0.01m < Mortier \leq 0.075mm Enrobé > 0.075 mm



Review of Multiscale Characterization Techniques and Multiscale Modeling Methods for Cement Concrete: From Atomistic to Continuum [144]	Mastic $\leq 125 \mu\text{m}$ 125 μm < Mortier <2 mm Enrobé $\geq 2 \text{ mm}$
Fakhari Tehrani, F., et al [145], Micromechanical modelling of bituminous materials' complex modulus at different length scales	Mastic $\leq 100 \mu\text{m}$ 100 μm < Mortier <2 mm Enrobé $\geq 2 \text{ mm}$
Ziade, E., et al [65], Experimental and numerical investigation on the rheological behaviour of bituminous composites via DSR testing	Mastic $\leq 63 \mu\text{m}$ 63 μm < Mortier < 250 μm Enrobé $\geq 0.25 \text{ mm}$

En effet, l'approche multi-échelle considère un volume représentatif des éléments d'un composite. Elle consiste à réaliser une série de simulations de deux phases (inclusions et matrice). Chaque échelle successive utilise le résultat de celle précédente comme phase matricielle alors que les inclusions de cette échelle se caractérisent par une taille plus grande. Ce processus ne s'achève que jusqu'à ce que la performance de l'enrobé soit prédite [143]. Cette méthode fournira des prévisions exactes dans les conditions suivantes [143]:

- Les échelles décrites ci-dessus soient distincts
- Présomptions que la géométrie des inclusions, y compris la distribution, l'orientation et la forme de la taille moyenne locale est invariante dans l'espace
- Homogénéité des propriétés des matériaux bitumineux
- Renforcements physico-chimiques survenant pendant le mélange est prise en compte dans le modèle.

Cette approche peut être utilisé comme un moyen direct de prédire les effets des fractions volumétriques des constituants de la chaussée. Ces dernières sont calculées à partir des proportions de la masse des granulats et de leurs densités. Néanmoins, une disparité de 60% entre la valeur expérimentale et numérique concernant la mesure du module dynamique de l'enrobé à 20 °C a été détectée par Cucalon, L. G et al [143]. Ils attribuent les causes de cette différence aux interactions physico-chimiques qui produisent une interface entre les granulats et le mastic ainsi qu'à l'orientation des granulats et la distribution des vides. Alors que, Zhang, Jiupeng et al attribuent cette différence au pourcentage élevé des inclusions ainsi que la dissimilitude entre le module de la matrice viscoélastique et celui des granulats élastiques [142]. En plus, Durant A, [76] concernant les mastics, a trouvé que pour de faibles quantités de fines, les différences des propriétés rhéologiques ne sont pas très importantes. En revanche, lorsque la teneur en fines atteint des valeurs élevées, le comportement rhéologique change radicalement, ce qui doit être pris en compte dans la prédiction des performances.

I.8. Modélisation Numérique

Pour réduire le temps et le cout des essais expérimentaux (matériaux, temps des essais, maintenance des machines ...), une solution est possible sous la forme de modélisation numérique capable de prédire les propriétés des matériaux à différentes échelles. Plusieurs méthodes numériques sont utilisées comme la modélisation par éléments discrets ou par éléments finis.

I.8.1. Modèle des éléments finis

La méthode des éléments finis est un procédé puissant qui permet la résolution de problème concernant le comportement de structures soumises à des accélérations, des charges, des



déformations, des contraintes ou des changements de température. De même, cette méthode est capable de résoudre les problèmes concernant le comportement de structures anisotropes hétérogènes dans des conditions limites complexes. Cette méthode inclut l'analyse du comportement des matériaux non-linéaires en fournissant suffisamment d'attention à la détermination des valeurs matérielles appropriées et à la simulation des conditions réelles de limites et de chargement. Cette méthode se base sur l'analyse d'un corps divisé en une multitude d'éléments connectée à leurs points nodaux ou bien à leurs joints. La rigidité de chaque point nodal des éléments est calculée en assumant une variation des déplacements à l'intérieur des éléments ainsi que des caractéristiques de déformation.

Pour chaque point nodal dans le système, deux équations d'équilibre peuvent être écrites exprimant les forces en termes de déplacement et de raideurs. Ces équations sont alors résolues sachant que les déplacements sont les inconnus. Lorsque les déplacements de tous les points nodaux sont trouvés, les déformations et les contraintes de chaque élément sont ensuite calculées. L'analyse de ces systèmes exige souvent la formulation et la solution de plusieurs centaines d'équations simultanées. Pour cette raison, la technique n'est praticable que lorsqu'elle est formulée par des ordinateurs ayant une puissante performance. La structure à analyser est divisée en une série de quadrilatères et/ou triangles. Chaque géométrie est ensuite divisée en nombreux triangles par le logiciel. Les déplacements sont supposés varier de façon linéaire à l'intérieur de chaque triangle ; cette hypothèse assure qu'aucun écart ne se développera dans la structure déformée et que les déplacements seront compatibles sur l'ensemble de la structure ainsi qu'aux points nodaux.

En plus de la configuration des éléments finis à utiliser, des éléments d'entrée supplémentaires sont précisés comme les charges ou les déplacements à chaque point nodal et les propriétés des matériaux (par exemple le Module de Young et le coefficient de Poisson) pour chaque élément. Lors des analyses des éléments non-linéaires, une contrainte initiale (correspondante à aucune charge appliquée sur la chaussée) est calculée pour chaque élément.

Nombreux chercheurs ont utilisé la méthode des éléments finis pour analyser leurs travaux, Qingli Dai et Zhanping You [146] ont développé un cadre d'élément fini micromécanique pour prévoir les propriétés viscoélastique (module complexe et rigidité de fluage) des mélanges bitumineux. Les microstructures de l'asphalte en 2D ont été obtenues par image numérisée. Le maillage a été généré pour chaque agrégat et pour le mastic. Les prédictions du module complexe corrélaient avec les tests de compression uni axiale sous une gamme de différentes fréquences. Les résultats indiquent que ce modèle micromécanique est capable de prédire le comportement du mélange viscoélastique en fonction des propriétés des composants. Utilisant des méthodes de traitement d'images, les dimensions des particules et leur emplacement ont été déterminés grâce à des photographies numériques de la microstructure de l'échantillon. Les prévisions du module complexe par ce modèle ont été des valeurs attendues en raison de la limitation de l'effet de contact entre granulats ainsi que le problème des effets de verrouillage non pris en compte dans les modèles 2D.

Cependant, Tehrani et al. [147] a généré des granulats par un logiciel qui a comme fonction de créer des squelettes granulaires aléatoires. Il s'est servi de la méthode des éléments finis pour prédire le comportement viscoélastique des mélanges bitumineux. Il modélise un matériau biphasique contenant des inclusions élastiques et une matrice viscoélastique. Les contraintes et déformations locales sont alors visualisées aux interfaces inclusions et matrice.



De ce fait, cette modélisation permet d'avoir une analyse hétérogène répondant à une excitation temporelle.

Masad, E., et Somadevan, N., [148] ont utilisées la méthode des éléments finis pour étudier l'influence de la distribution localisée des contraintes sur la réponse mécanique de l'asphalte. Cette méthode a été employée afin de tenir compte de l'influence des fortes contraintes localisées sur les propriétés du mastic viscoélastique ainsi que la réponse mécanique. Les auteurs calculent les propriétés viscoélastiques à différents niveaux de contraintes, et les résultats sont comparés aux données expérimentales obtenues lors d'un essai de cisaillement par un balayage de fréquence. Les granulats ont été obtenus grâce à des images de la microstructure utilisant une caméra numérique.

Yoon-ho cho, et al, [149] comparent, de leurs côtés, différents modèles d'éléments finis qui sont appliqués à la conception et analyse des structures routières. Différentes hypothèses des modèles représentatifs de la chaussée ont été adoptées comme la déformation plane (2D), l'axisymétrique et le tridimensionnelle (3D). L'applicabilité de chacun de ces trois modèles et leurs inconvénients et avantages sont discutés. En fait, une structure 3D peut être décrite avec une formulation 2D ou en utilisant des coordonnées cylindriques, à condition que la géométrie soit axisymétrique. Les solutions dérivées des modèles EFM sont comparées avec celles des modèles mécaniques classiques. Les modèles 3-D et axisymétriques ont donné des résultats appropriés pour l'analyse de la charge de trafic par rapport au modèle de la déformation plane.

De Almeida F., et al [150] ont présenté une méthodologie par éléments finis pour simuler, en utilisant les théories de la viscoélasticité linéaire et de l'endommagement continu, l'essai de fatigue sur des mélanges bitumineux, en tenant compte de leurs hétérogénéités intrinsèques. L'essai consiste à appliquer une sollicitation sinusoïdale et à mesurer la réponse mécanique, en évaluant l'évolution de l'endommagement, caractérisé par la perte de rigidité du matériau. Le modèle numérique est composé d'une matrice de fines (FAM), de granulats et des vides. La courbe granulométrique des granulats et les propriétés des matériaux (module de Young des granulats et module de relaxation du FAM etc) sont injectés dans le modèle. Ensuite, le nombre de cycles à la rupture est évalué en se basant sur le critère du taux de changement de l'énergie de pseudo-déformation libérée par cycle. Le modèle a réussi à simuler de manière cohérente l'endommagement des mélanges hétérogènes soumis à un chargement. Cependant, la durée de vie en fatigue estimée à l'aide de paramètres homogénéisés (comme pour un HMA homogène) n'a pas permis de prédire la fatigue obtenue expérimentalement.

Ziade et al ont appliqué la méthode des éléments finis afin d'étudier le comportement de mastic et mortier bitumineux en fonction de la température et de la fréquence. Ils ont pu évaluer, les propriétés mécaniques du mortier en utilisant une modélisation hétérogène par éléments finis (FE) et ont réussi à prédire les propriétés du mortier à partir d'un mastic. En effet, ils ont modélisé un essai DSR capable d'examiner la distribution des contraintes et des déformations dans la microstructure du modèle numérique [65].

I.9. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire une présentation des matériaux bitumineux à différents échelle (mastic, mortier et enrobé) afin de mettre en évidence son hétérogénéité et ses propriétés mécaniques. A l'échelle enrobé, on a présenté un type d'enrobé dit poreux. Ce dernier est largement utilisé en raison de ses nombreuses propriétés comme par exemple la réduction de l'aquaplanage, la diminution de la pollution sonore et l'amélioration de l'adhérence etc.



La caractéristique importante de l'enrobé poreux est la teneur élevée en vides qui est attribuée à la composition du mélange bitumineux à granulométrie ouverte, dans laquelle la fraction des granulats est dominante. Ainsi, le compactage des granulats, qui est principalement généré par des granulats imbriqués, est un facteur important dans la performance du revêtement poreux.

Cette thèse étudie la durée de vie des enrobés en générale et poreux en particulier au moyen de la caractérisation des liants et des enrobés en laboratoire. L'importance de l'étude de la fissuration par fatigue des matériaux bitumineux repose sur la prédiction de la durée de vie des chaussées, ce qui est une tâche difficile à réaliser, en raison des nombreuses variables coexistantes au cours du processus d'endommagement. Comme la fissuration par fatigue est l'une des principales causes de la détérioration des revêtements bitumineux, cette détresse devrait être traitée plus particulièrement.

En effet, des modèles de prédiction de la fatigue à différentes échelles ont été développés pour accompagner les essais expérimentaux. Le développement des moyens de calcul, nous ont permis d'accès à des méthodes numériques efficaces en raison de leurs capacités à représenter fidèlement les matériaux et les moyens d'essais.

Le chapitre suivant nous permettra de présenter les essais et résultats expérimentaux réalisés durant cette thèse pour calculer le module complexe et la durée de vie des matériaux bitumineux à différentes échelles.



Chapter II

Experimental study of bituminous material at different scales:

Mechanical behavior of bituminous Mastic and porous asphalt mixture

Chapter II. Experimental study of a bituminous material at different scales: Mechanical behavior of bituminous Mastic and porous asphalt mixture.

II.1. Introduction

Bituminous mixes are heterogeneous materials made of several scales. This characteristic confers a very complex mechanical behavior to the mixtures, both at the pavement and microscopic scales. Indeed, the strain field in the pavement is very heterogeneous even if a homogeneous stress field is applied to it. Traditionally, most pavement specifications and construction guides quantify the behavior of asphalt mixtures using asphalt scale tests or by testing only the asphalt binder. With such tests, an assumption of homogeneity of the asphalt mix must be adopted. However, since the aggregates hardly deform under mechanical loading, interpretation of the response using conventional global strain measurements is inappropriate. The strain itself is almost exclusively taken up by the mastic (the mixture of the asphalt binder and fillers). One of the main objectives of this research is to study the experimental fatigue life of porous asphalt. It is thus a question of evaluating the principal factors which influence its mechanical properties. It is essential to study the shear strength and durability of the mastic forming the bituminous mix since during asphalt service life, under heavy traffic, the bituminous asphalt is subjected to shear stress at the surface. Therefore, to carry out shear tests on various mastics with the different volumetric quantities of fillers, a dynamic shear rheometer (DSR) as seen in Figure II-1 was used in this research. DSR testing method offers advantages related to the quasi-homogeneity conditions of the test.



Figure II-1. DSR apparatus

Throughout this thesis, an experimental protocol was established to test cylindrical specimens thus finding the physical variables necessary for a clear understanding of the behavior of asphalt mixes. These parameters are also essential to creating a valid model of the bituminous mixes. The different steps are defined below:

1. Shear modulus tests carried out at different couples (frequency, temperature) defining the mechanical properties (shear modulus, phase angle) for mastics and porous HMA
2. Complex modulus tests carried out at different couples (frequency, temperature) defining the mechanical properties (complex modulus, phase angle) of porous HMA, and finally
3. Fatigue tests allow us to postulate a damage law

Therefore, this chapter is divided into three parts. The first part was devoted to the mechanical characterization of various mastics made with different filler sizes as well as defining their fatigue life. These experiments were done by the company COLAS to answer our request regarding the mastics properties of the porous asphalt mixture.



The second part of this chapter focused on the experimental testing of porous asphalt mixes using traction-compression testing. Complex modulus and phase angle measurements were measured.

The third part presents the experimental method used to assess the shear modulus and fatigue life of the porous asphalt by torsion. The latter was able to simulate shear motion created by the shearing of the bituminous film between neighboring aggregates and affecting the bituminous binder due to traffic movement.

Both the dynamic shear rheometer and torsional testing, are based on shear stress motion.

II.1.1. Material Properties

The material used throughout the thesis was provided by the company COLAS. This product is mostly used as a thin bituminous concrete rolling layer. It is characterized by a continuous grading curve (Figure II-2).

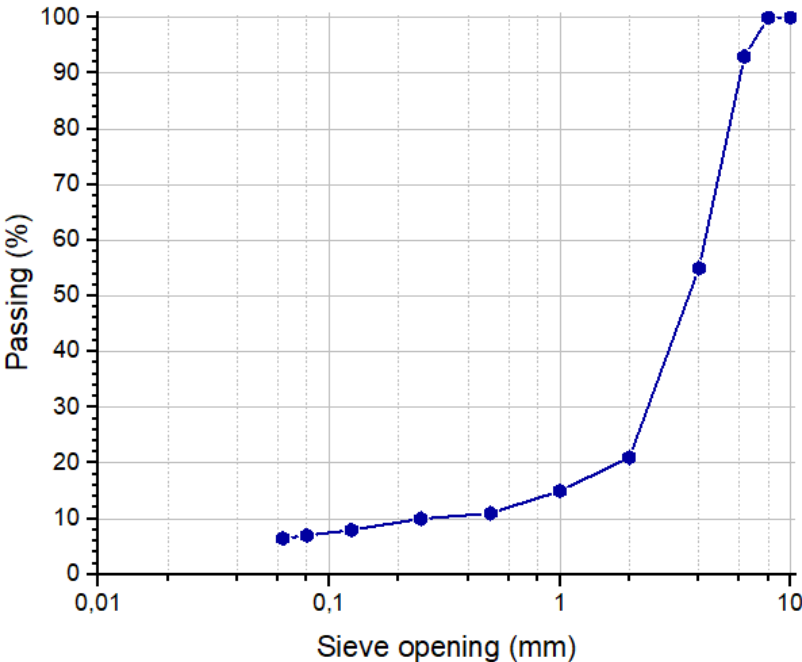


Figure II-2. Granulometric curve of RUGOSOFT

It is made with modified polymers binder SBS (styrene butadiene styrene). SBS is commonly used to modify bitumen. It is a thermoplastic elastomer made of styrene and butadiene. This polymer improves the performance of bituminous mixes in warm and cold weather as well as enhances asphalt resistance to permanent damage [151], [152],[153],[2].

Also, our porous material is characterized by the presence of 20% to 25% of voids. This high void percentage confers noise-reducing properties to the asphalt mix.

The consistency of the material was provided. The penetrability at 25°C is between 25 and 55 mm/ 0.1 with a softening point R&B of 60°. These values imply that the modified bitumen used is stiff thus it will confer to the asphalt mixture a higher resistance to rutting and cracking due to fatigue [154].

Table II-1. Product specifications

<i>Formulation</i>			<i>Characteristics</i>	
Components		% int.	Aggregates Density	2662 kg/m ³
0/2 Ambazac		15,2	Asphalt mix Density	2449 kg/m ³
2/4 Ambazac		35	Richness modulus	3,54
4/6 Ambazac		39,5	Specific Surface	12.2 m ² /Kg
Filler Lime		4,8	Mixture Temperature	160°C
Bitumen	PMB F16	5,5		

Using the provided information, we were able to compute and formulate mastics proper to the HMA to be experimentally tested in COLAS

II.2. Experimental methodology of the rheological behavior of bituminous mastics

II.2.1. Introduction

Generally, the material binding granular skeleton particles of an asphalt mix is a mixture of bitumen and small mineral elements (filler or fines). This mixture is commonly called bituminous mastic. In actuality, the bituminous binder will systematically mix with the finest parts of the granular skeleton. This mastic is the real binder between the granular particles. As seen in the literature review (chapter 1), mastics can be formulated differently in function of the fillers and/or sand sizes blended in the bituminous mixtures.

Therefore, the volume filling rate of fines characterizes the volume percentage of fillers in a bituminous mastic. It is defined using the following formula:

$$C_F = \frac{\text{Volume}_{\text{filler}}}{\text{Volume}_{\text{filler}} + \text{Volume}_{\text{bitumen}}} = \frac{\text{Volume}_{\text{filler}}}{\text{Volume}_{\text{mastic}}} \quad \text{Équation II-1}$$

II.2.2. Mastics Formulations

In our research, two mastics were formulated to suit our needs. They differ in their distinct cut size meaning that they are made with different fillers' dimensions and therefore have a distinct volume filling rate.

The computation of the volume filling rate for the mastics can be found in appendix 1. The first mastic contains fillers less than 63 μm and a volume filling rate of 31%. The second mastic is made with fillers less than 250 μm and a volume filling rate of 40%.

II.2.3. Mastics mechanical testing

Then, mastics' mechanical properties were tested using a DSR apparatus abbreviation for Dynamic Shear Rheometer. This apparatus is used to measure bituminous mixes' dynamic shear modulus, phase angle at various temperatures and frequencies as well as fatigue life at a constant temperature and frequency. A sinusoidal load varying with time from negative to positive generates shear stresses and strain signals.

DSR testing can be done in two modes:



- Strain controlled: A strain is applied to the sample in order to measure the resultant stress
- Stress controlled: A stress is applied to the sample in order to measure the resultant strain

A hockey puck-shaped sample of bituminous material with 8 mm diameter and 2 mm height is pressed between two parallel metal spindles. One of the plates, usually the upper disk, oscillates in a sinusoidal fashion with reference to the other fixed plate, typically the lower spindle. The disk rotates about its axis following a predefined path. It spins from point A to point B then the apparatus reverse direction and rotates from point A to C. Last, the spindle moves from C to A [155].

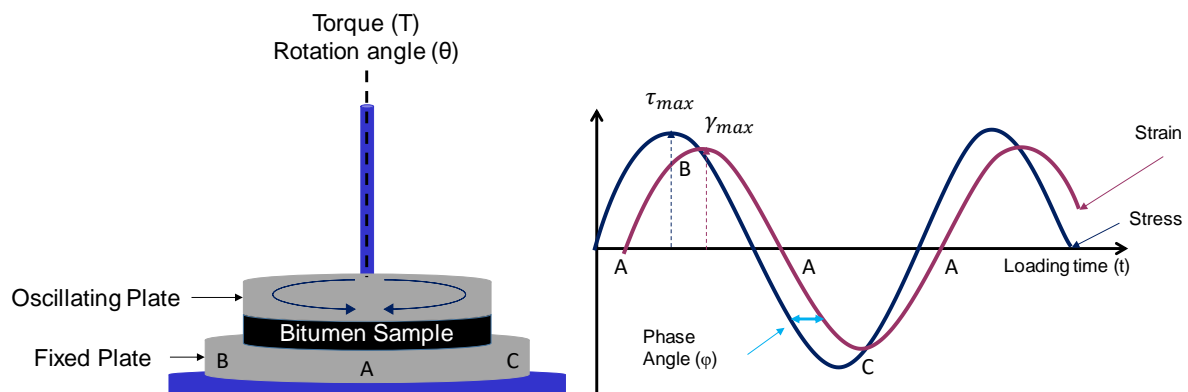


Figure II-3. DSR testing principles [155]

Depending on the controlled mode adopted, the specimen can be subjected to an angular displacement or torque.

Using a DSR (MCR 501 Anton Paar), Colas company was able to manufacture the previously described mastics following a defined protocol

1. The first step consists of heating the fillers beforehand at 160°C for 15h.
2. Then, during the manufacturing of the desired mastic, the chosen bitumen is heated according to EN 12594.
3. The needed quantity of filler is heated for 1 hour at 160°C and then gradually added to the heated bitumen.
4. Using a mechanical mixer, the mix is mixed at 160°C for 20 to 30 min
5. Finally, the DSR specimens were cast as hot drops in silicone models
6. The resulting samples were tested at defined temperatures and frequencies.

The shear modulus testing was done at various temperatures and frequencies of -20°C, -10°C, 0°C, 10°C, 20°C, and 0,3, 1, 3, 10, 20, 30 Hz respectively. As, for fatigue testing, the temperature and frequency were kept constant at 10°C and 10 Hz. The same procedure was applied similarly for shear modulus and fatigue testing.

II.2.4. Mastics' results

This section is devoted to the presentation of the mastics' experimental results. Before presenting the various steps dealing with the results of a fatigue test, the following section presents the results of the complex modulus tests performed on the two tested bituminous mixtures in order to determine their linear viscoelastic behavior under small strains.



II.2.4.1. Shear Modulus and Phase Angle determination

The different components of the shear complex modulus vary with temperature and frequency of loading. The experimental results of mastic 63 μm and mastic 250 μm such as $|G^*|$, ϕ , G_1 and G_2 are expressed by means of isothermal curves. They are obtained by plotting the norm of the shear complex modulus $|G^*|$ as a function of frequency F for each of the test temperatures T , usually using bi-logarithmic coordinates as shown in Figure II-4.

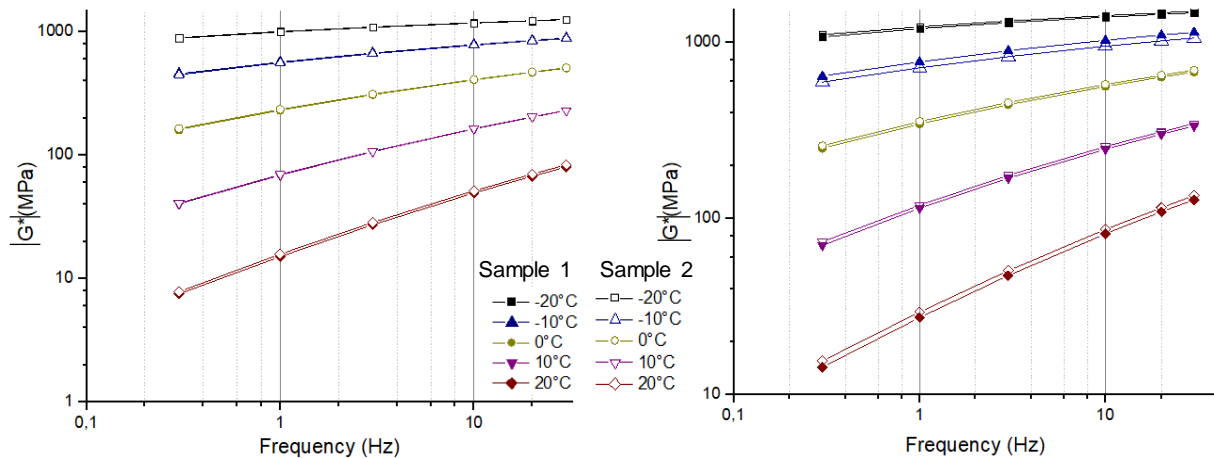


Figure II-4. Isothermal curves of the norm of the complex modulus as a function of the frequency and the temperature for a) mastic 63 μm et b) mastic 250 μm

For the sake of repeatability, COLAS tested two samples of each mastic. We can see that the results are identical for mastic 63 μm . We noticed a slight difference between the results of mastic 250 μm . This difference is less than 6 %.

Also, we can present the results of the shear complex modulus tests in a complex plane: "the Cole-Cole plane" Figure II-5. This representation consists in placing the real part of the shear complex modulus G_1 along the abscissa and the imaginary part G_2 along the ordinate. The curve obtained is characteristic of the studied mastic. In the case of a material that satisfies the principle of time-temperature equivalence (PETT), the curve obtained is unique and describes a parabolic shape. We can note that in order to satisfy the PETT, the relationship must remain unique in the Black space. The Cole-cole curve of mastic 250 μm is greater than that of mastic 63 μm . In fact, the addition of aggregates increases the stiffness of the bituminous mix. Therefore, this result is logical since mastic 250 μm contains more inclusions characterized by larger granular dimensions. This finding was confirmed by Miró, R et al, who stated that the complex modulus increases with the increase of the volumetric concentration of fillers[156]. Indeed, according to Wang, H., et al , the functions of adding fillers to an asphaltic mix are to rigidify it and increase its density and strength [157]. Furthermore, various



researchers proved that the stiffening of the bituminous mixes is correlated to the filler's properties i.e. the size and shape of the fillers used, and volumetric concentration [158]–[161].

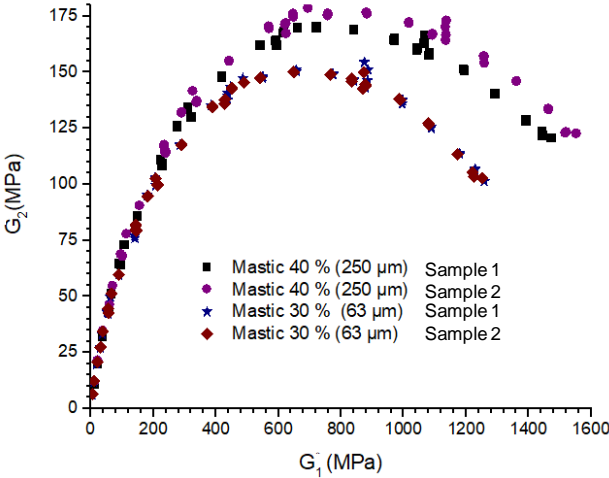


Figure II-5. Presentation of the complex module in a Cole-Cole plane.

The representation of shear complex modulus results in Black space consists of plotting the logarithm of the norm of the shear complex modulus $|G^*|$ versus the corresponding phase angle ϕ . We use the representation in Black space to visualize the area of low amplitude moduli and in particular the phase angle decreases for high temperatures. Figure II-6 shows a presentation of the shear complex modulus curves in Black's space for the two mastics tested.

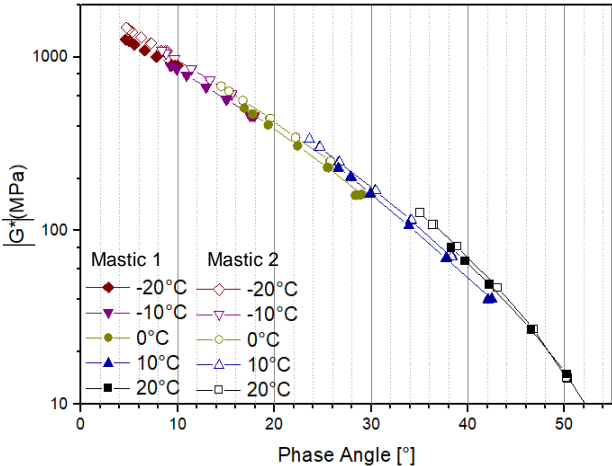


Figure II-6. Presentation of the shear complex module of both mastics in Black space

We can note that the results obtained for both mastics, show a single curve in Black's space, and satisfies the principle of time-temperature equivalence.

Figure II-7 shows the evolution of the shear complex modulus in function of the temperature and frequency for both mastics. With the increase of the frequency and the decrease of temperature, G^* increased. When we compare the mastics, for example at $-10\text{ }^\circ\text{C}$, 30 Hz, the

shear modulus of mastic 250 μm is 19 % greater than the value under the same conditions for mastic 63 μm . We can also note that there is repeatability of the experimental results.

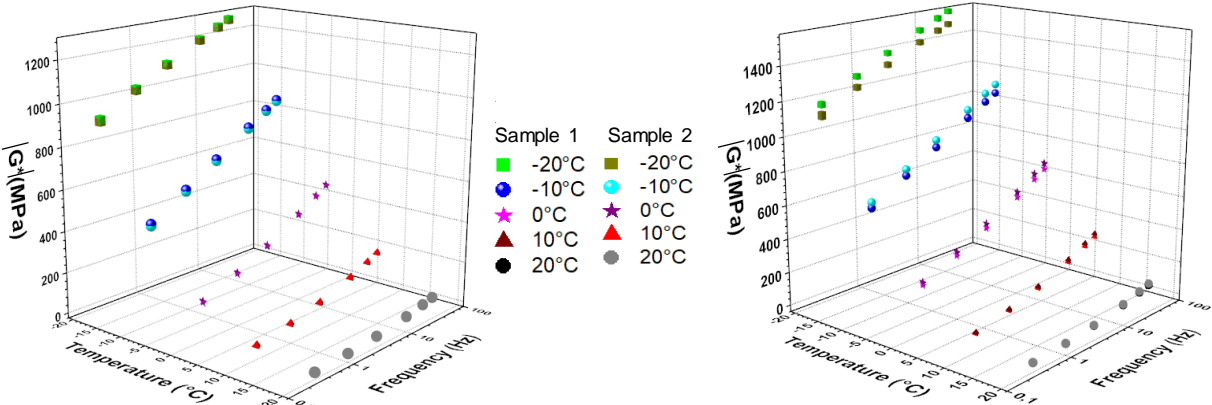


Figure II-7. Shear complex modulus in function of the temperature and the frequency

II.2.4.1.1. Fatigue Testing

Fatigue tests were carried out at a single temperature of 10°C for both bituminous mixtures. The following Table II-2 presents a list of the test series performed and retained for analysis.

Table II-2. Summary table of the fatigue tests performed

		Strain Value Applied	Initial Shear Modulus (MPa)
Mastic 1 or Mastic 63 μm	Specimen 1	0.80%	85
	Specimen 2	0.80%	91
	Specimen 3	0.75%	86
	Specimen 4	0.75%	90
	Specimen 5	0.70%	98
Mastic 2 or Mastic 250 μm	Specimen 6	0.45%	176
	Specimen 7	0.50%	158
	Specimen 8	0.70%	129
	Specimen 9	0.80%	115
	Specimen 10	0.80%	118

Various curves are used for the graphic presentation of the results of a fatigue test. First, these curves are used to validate the experiments, and second, to observe the evolution of the mechanical characteristics of the specimen as a function of the loading cycles. Also, the graphical analysis gave us an idea about the number of cycles corresponding to the initiation and propagation of cracks within the specimen, which aims at determining its fatigue life. To facilitate and lighten the presentation, examples of the results of a test in strain mode carried out within the framework of the experimental program are presented in the following section.



During the fatigue test, we were able to calculate and plot continuously the evolution of the stiffness of the specimen during loading. On the one hand, Figure II-8 shows the curve of the shear complex modulus norm as a function of the number of cycles for a fatigue test carried out on mastic 1 in strain mode.

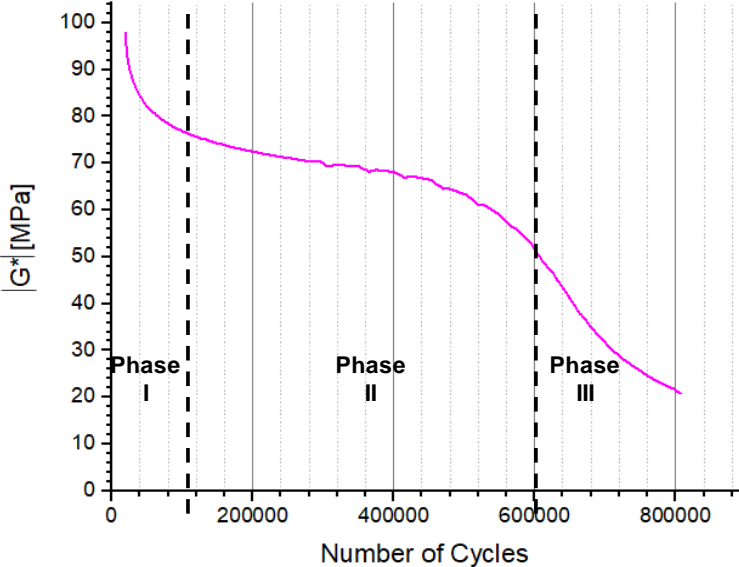


Figure II-8. Evolution of the stiffness as a function of the number of cycles for mastic 1, tested in strain mode

On the other hand, Figure II-9 shows the curve of the shear complex modulus norm as a function of the number of cycles for a fatigue test performed in strain control on mastic 2.

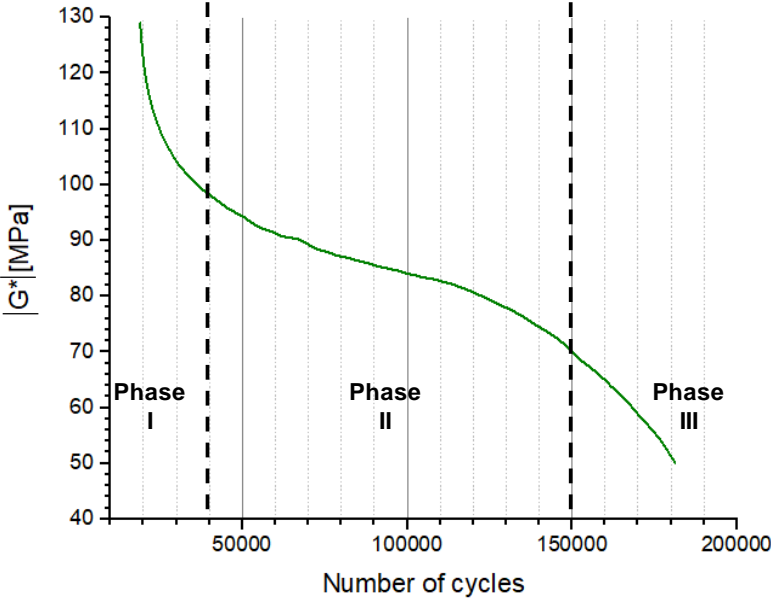


Figure II-9. Evolution of the stiffness as a function of the number of cycles for mastic 2, tested in strain mode (Tset = 10 °C; Fr = 10 Hz; $\gamma = 0.7\%$)

For the two tested bituminous mixtures, the evolution of the specimen stiffness during the experiment presents three distinct phases. The first phase (I), at the beginning of the experiment, is marked by a rapid drop of the stiffness of the specimen at decreasing speed, followed by a second phase (II) where the decrease is much more moderate and almost linear.

Finally, a third phase (III) where the value of the stiffness undergoes again a fast fall with increasing speed.

From each of the fatigue tests carried out, the relationship between the fatigue life and strain applied, is specified in order to define the fatigue behavior law from the Wöhler curve (Log N versus Log γ). The fatigue law (Wöhler curve) which describes the fatigue behavior of the material is defined from 2 essential criteria:

- 1) The slope (b)
- 2) The ordinate at the origin (a)

The fatigue law aims at defining the fatigue life of the material according to the strain's amplitude to which it is subjected. The life is then expressed:

$$N_f = a \cdot \gamma_0^{-b}$$

- N_f : Number of cycles till failure;
- γ_0 : Amplitude of the imposed cyclic strain (m/m) at a given temperature (T_i) and a given frequency (F);
- a: Coefficient corresponding to the lifetime of the material for an imposed strain amplitude, at a given temperature and frequency;
- b: Coefficient related to the slope of the fatigue line for a given material (unitless).

By plotting the relationship between the service life and the strain amplitude, the two coefficients a and b of the classical fatigue model are determined. For each of the test series carried out in this experimental campaign, these two coefficients associated with the Wöhler curve are thus specified. Figure II-10 shows the typical relationship obtained in the log (N_f) vs log (γ_0) axis system for fatigue tests performed at different strain amplitudes.

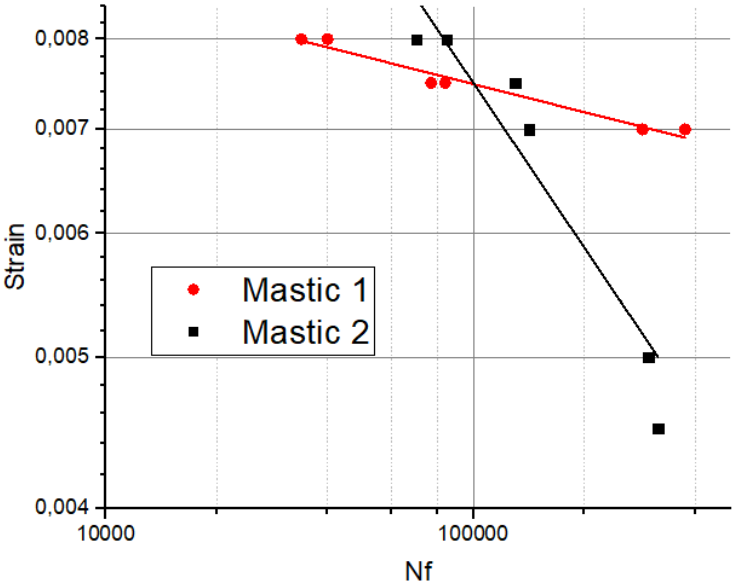


Figure II-10. Fatigue curves of the mastics in strain mode

For the values corresponding to each mastic mix, we drew the fatigue curves in the axes (log (N_f) - log (γ)). Also, we can note that the coefficients of the fatigue equation will depend on the



criterion used to determine the life of each of the specimens tested in fatigue. In this thesis, we considered the classical failure criterion ($N_{f50\%}$).

II.2.4.2. Results' transition from strain to stress mode

Colas carried out modulus tests in strain-controlled mode with an amplitude of 50 μm in order not to go beyond the LVE domain. The fatigue experiments were therefore done with the same loading mode. However, at the asphalt mixture, we found more fit to use a torque (operating under stress control mode) to decrease testing time. Thus, we had to find a method to convert the experimental results of either the mastics or the HMA. We decided to convert mastics' fatigue results from strain to stress mode [127]. We used the dissipated energy method [126], [127], [134]. In this section, we exploit the intrinsic character of the relationship between the cumulative energy dissipated and the number of cycles at 50% modulus initial value drop. The relationship $WN_{f50\%}$ - $N_{f50\%}$ is independent of the mode of loading, using this property, we can derive a fatigue curve from a strain mode to one in stress mode for a given temperature and frequency. We assumed that the total energy dissipated is intrinsic and independent of the loading mode. Using the relations described in chapter 1, we were able to convert the results obtained from strain mode to stress mode based using the resulting formula:

$$N_{50\%}^F = \frac{4.(w_{50\%}^U + w_1^u)}{(w_{50\%}^U + 4.w_1^u)} N_{50\%}^U \quad \text{Équation II-2}$$

- w_1^U : Represents the energy dissipated during the first cycle under controlled displacement.
- w_{50}^U : Represents the energy dissipated at $N_{50\%}$ under controlled displacement
- $N_{50\%}^U$: Number of loading cycles to failure under controlled displacement
- $N_{50\%}^F$: Number of loading cycles to failure under controlled force



The converted curves can be seen in the following Figure II-11 and the equation in

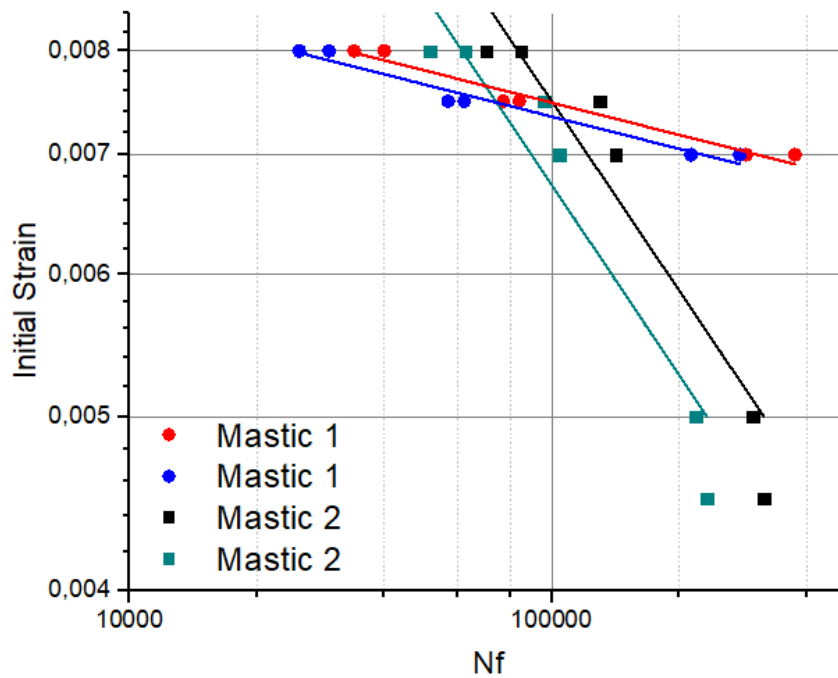


Figure II-11. Converted curves of Mastic 1 and 2

Table II-3.

Table II-3. Mastics' Fatigue equations

	Fatigue equation under strain mode	Fatigue equation under stress mode
Mastic 1	$\gamma = 0.015 * Nf^{-0.1}$	$\gamma = 0.02 * Nf^{-0.1}$
Mastic 2	$\gamma = 0.24 * Nf^{-0.35}$	$\gamma = 0.34 * Nf^{-0.35}$

These results will be implemented in numerical models. More details will be provided in the following chapter.

II.3. Experimental testing of the mechanical and fatigue behavior of bituminous asphalt

II.3.1. Introduction

In this section, we will be presenting the experimental methodology and results obtained at the asphalt scale. The purpose of the experimental campaign is to evaluate and characterize the fatigue behavior of Rugosoft porous asphalt mixes. A complex modulus test was performed to determine its performance under small deformations (Tension- compression and torsion). Torsion fatigue tests were carried out in imposed stress mode and at different amplitudes.

II.3.2. General overview of the experimental testing method

The experimental procedure adopted hinges around a mechanical testing system MTS (Figure II-12). The MTS apparatus encompasses a hydraulic press equipped with a load cell having a



capacity of 100 KN. The press is used to control the axial and torsional strain or stress applied on samples.

Load unit control module

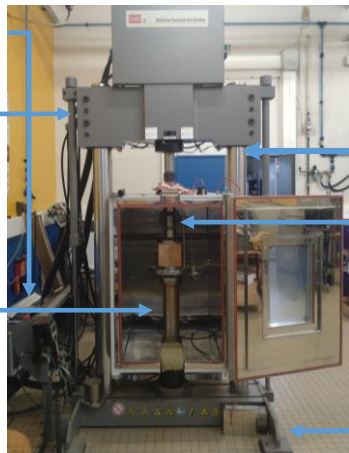
- Puts control of the hydraulic lifts and locks for repositioning the crosshead at a convenient location.
- Emergency stop shuts off hydraulics

Crosshead

- High stiffness for displacement measurement and increased dynamic performance.

Hydraulic actuator

- Mounted in the base for more accurate test results.
- Includes a co-axially mounted displacement transducer for precision displacement control and measurement.



Columns

- Solid steel for high stiffness and chrome plated for long life
- Precision machining maintains load unit alignment over their entire length

Force transducers

- Strain gage design is accurate for static and dynamic testing.

Isolator pads

- Dampen external vibrations

Figure II-12. MTS 809[162]

An acquisition system built into the press including an electronic control panel and a computer with Multi-Purpose Test Ware software was used to obtain the results of the experimental tests. In addition, to control the temperature during testing, a thermal chamber was fitted to the press. This chamber is able to simulate various atmospheres. It can generate temperatures varying from 60°C to -20°C (Figure II-13).



Figure II-13. Thermal chamber

Temperature regulation is ensured by means of a probe that measures the ambient temperature in the chamber. The probe is attached between the bottom and the upper grips of the machine. Specimen's temperature was left to stabilize for three hours. According to European standards, temperature surface stabilization can be achieved after an hour of conditioning. Then, one more hour for the core of the sample to reach the specified temperature. We assumed that a three-hour interval allows a homogeneous temperature distribution within the tested sample. The procedure for setting up the specimen inside the thermal enclosure must consider the following precautions:

- Avoid any twisting of the disks when tightening the screws of the grips on the moving heads



- Avoid any residual stress.

Before gluing the specimen, the grips are screwed on the moving heads. A proper quantity of Araldite glue consisting of a clear epoxy resin and a hardener was smeared on both ends of the specimen to be tested. The specimen was then placed on the bottom head. Then, the upper moving head in axial displacement mode was lowered slowly until it comes in contact with the sample.

The latter should be properly centered to avoid its bending and to allow for a homogeneous application of the load and torque. The displacement mode is then switched to axial load mode by applying 500 N on the upper surface of the sample to ensure its adhesion to the grips. Conditioning at ambient temperature for four hours was supposed to guarantee the hardening of the glue. Once the specimen is glued to the press, sensors are positioned depending on the testing process desired (Figure II-14). During conditioning, the machine is controlled in axial load (50 N) to counteract any thermal retreat/ shrinkage.



Figure II-14. Glued sample

Using MTS, the experimental assessment of the mechanical properties of the samples was possible. Two loading types were used in function of the desired mechanical property. To measure the complex modulus and phase angle, a traction compression testing procedure was used. As for measuring the complex shear modulus and fatigue life of Rugosoft, torsional testing was applied.

II.3.3. Samples' preparation

The experimental process requires the preparation of the samples. Before beginning mechanical testing, asphalt slabs (589 x 385 x 95 mm) acquired from COLAS were sawn using a circular saw. Then, a drill was used to core cylindrical specimens (Figure II-15) in accordance with testing standards. The process consists of slowly lowering a rotating core barrel with enough pressure to start cutting through the asphalt's blocks. As soon as the core barrel reaches the bottom extremity of the slab, the barrel is stopped and then removed. Since the coring was done with water, the specimens were dried with pressurized air and stored in an insulated storage room.



Figure II-15. Sample coring



Next, Specimens' lower and upper surfaces were polished using an abrasive grinding wheel to provide a smooth surface thus getting the parallel alignment of the specimen's edges. Figure II-16.

First, the generators of the specimen are used as the perpendicular reference to polish one of the surfaces. Then, the smoothed surface was used as the second reference to polish the remaining side of the specimen.



Figure II-16. Sample Surfaces' polishing

The physical characteristics (length, diameter, mass) of the specimens were measured before testing was carried out. These characteristics make it possible to determine the void content of the specimens. The void content was determined using the geometric method (NF EN 12697-29). It is a major parameter in the composition of an asphalt mix as it influences its durability and stiffness. Samples' dimensions are presented in Figure II-17 and their physical characteristics are presented in appendix 2.

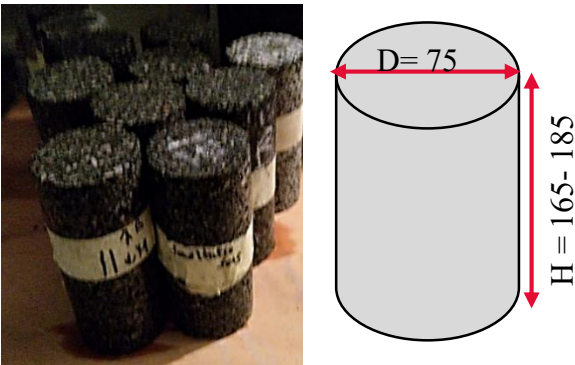


Figure II-17. Samples dimensions

II.3.4. MTS' Calibration using an AU4G aluminum specimen

To validate the MTS tension-compression (Young's modulus) experimental procedure, several experiments were carried out on an AU4G aluminum specimen. Aluminum has a purely elastic behavior so the phase angle must be zero. However, it was found while doing the experiments that a certain phase angle due to the machine (MTS) and Young's modulus significantly different from 73 MPa was obtained. Consequently, a scientific approach was set up to calibrate the machine by going through several steps.

First, a linear variable differential transformer LVDT was used to compute the modulus of elasticity of an aluminum sample. A displacement sensor was glued on one side of the specimen in the middle third to measure displacements. The values obtained were not satisfactory.

Then, since using the LVDT was not successful, we decided to use gauges. As a first option, a gauge was glued on one side of the specimen. The results obtained were greater than 75 MPa. Then, the specimen assembly was rotated at 180°C to measure the displacement on the

other side and check if the same values can be obtained. The found values do not match the previously measured ones. Therefore, we decided to fix an extensometer on the specimen, to impose a load using a different mechanical testing machine known as Zwick. Then, displacements were measured (with a load cell of a capacity of 50 kN). Next, to ensure that the MTS load cell was linear, the load cell's linearity was checked in function of the strain of the aluminum specimen, measured by a strain gauge. After validating the linearity of the load cell, we checked its accuracy by putting a mass of 50Kg (weight 491 N). We obtained the value of 490 on the MTS, an error of 2% was calculated. However, we are unable to measure the displacement of the machine due to the influence of the glue on the results. As a next step, we glued four gauges at 90°. The results found were satisfactory for most frequencies. Problems occurred at 10 and 20 Hz. The strain signals were noisy at high frequencies. However, at low frequencies, the strain signals are clear. In addition, Young's modulus in compression and tension was calculated since, according to the bibliography, a difference of 2% can occur. The obtained results were satisfactory to correct our asphalt samples' phase shift results. However, the samples were instrumented with 3 gauges at 120°. Later on, we decided to mount an external load sensor on the MTS with a load capacity of 25 kN. The results of the specimen at various temperatures and frequencies showed there was no phase shift and Young's Modulus was equal to 75 GPa. More details can be found in appendix 4.

II.3.5. Tension-compression test on cylindrical specimens: Complex modulus testing

Once the physical characteristics of the samples to be tested were determined, mechanical testing was possible. At first, we decided to measure the complex modulus of the asphalt mixture. Therefore, we used tension-compression testing.

In fact, the tension-compression test on cylindrical specimens is a homogeneous test. It was used to study the linear viscoelastic behavior of the porous asphalt Rugosoft. The test consists of loading in tension and compression a cylindrical specimen. The specimen is continuously loaded based on a sinusoidal signal (tension/compression) and following the axial direction of the specimen. The MTS was controlled in displacement mode. Thus the strain amplitude applied was about 10^{-4} m/m in order to stay within the linear domain. A small number of cycles are applied at different frequencies (from 0.1 Hz to 10Hz).

II.3.5.1. Characteristics of the measuring equipment

To accurately determine the complex modulus of the HMA samples, we used gauges to measure the normal strain. We used throughout our work, gauges with a length of 50.8 mm and a resistance of 350 Ω (model C2A-06-20CLW-350: Vishay). The operating range of these gauges is -50 to +80°C and their measurement range is $\pm 30,000\mu\text{def}$ or $\pm 3\%$. Its grid length is equal to 4.450 mm (Figure II-18).



Figure II-18. Gages' specifications



To measure the strain applied to the specimen, a data acquisition device named HBM Spider-8 was used. This equipment is able to define the strain based on the arriving signals by quantifying the change in resistance of the used gages when compressed or stretched. Then, a data acquisition software (DAQ) (Catman) (Figure II-19) was used to visualize and store data during testing. Load and strain signals were displayed during traction-compression testing and saved as a txt file.



Figure II-19. Data acquisition device

II.3.5.2. Sample's Preparation for traction- compression testing

Before glueing the gauges, surface conditioning was done to clog the pores. A superglue paste (X60) was made with a powder component (component A) and a liquid component (component B). Then the paste was smeared on the surfaces of the samples where gages are supposed to be positioned. (Figure II-20)

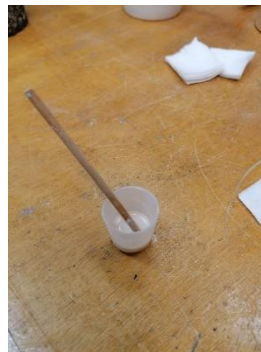
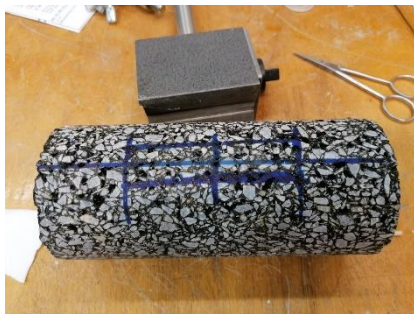


Figure II-20. Pores clogging

Three gauges were used to measure the strain. Since HMA, is a heterogeneous material, with deformable mastic and rigid aggregates, higher strains are measured in the mastic. These non-homogeneous strains in the material lead to the creasing of the gauges and do not allow a correct measurement of the strain beyond 1%. However, the strain applied to measure the complex modulus is less than 0.01% as not to damage the sample. Each gauge is mounted in a 1/4 bridge configuration (3 resistors in the conditioners). The strain values measured by the gauges are independent of each other. They were placed at 120° from each other. And then, we welded the wires of the gages to a socket using three wires connections.

II.3.5.3. Testing Conditions

Complex modulus testing consists of applying sinusoidal strain to the specimen at different frequencies and temperatures. At each temperature, the complex modulus is measured at a range of frequencies in increasing order (from 0.1 Hz to 10Hz). A rest time (about 2 minutes) is imposed after each frequency change. However, in order not to damage the tested specimen and remain in the linear domain, the amplitude of the applied strain or equivalent strain be less than 10^{-4} m/m. In order to check if the sample has been damaged, a re-measure at 0.1 Hz is



done for each temperature. If the complex modulus value is similar to the initially measured one at 0.1 Hz at the start of the experiment, the sample is deemed undamaged.

II.3.5.4. Data acquisition and signal processing.

During data acquisition, the sampling frequency is determined according to the frequency of loading to have a minimum of 100 points per cycle. Each acquisition consists in recording two to five consecutive cycles. The choice of multiple cycles allows a more precise computation of the amplitude and the phase shift of the signal.

In the processing file, we compute the stress signal by dividing the load measured by the section of the specimen:

$$\sigma = \frac{F}{\pi r^2} \text{ Equation II-1}$$

r is the radius of the cylinder and F is the load measured directly by a sensor of 25 kN. The axial strain signal is obtained by averaging the signals from three axial gauges.

$$\epsilon_{average} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3} \text{ Equation II-2}$$

We, then, obtain a file containing the values of Time, Stress, and Axial Strain. From these values, we are capable to reproduce the sinusoidal signal proper to the material at a certain frequency and temperature. Figure II-21 shows load and strain signals and their corresponding sine fits.

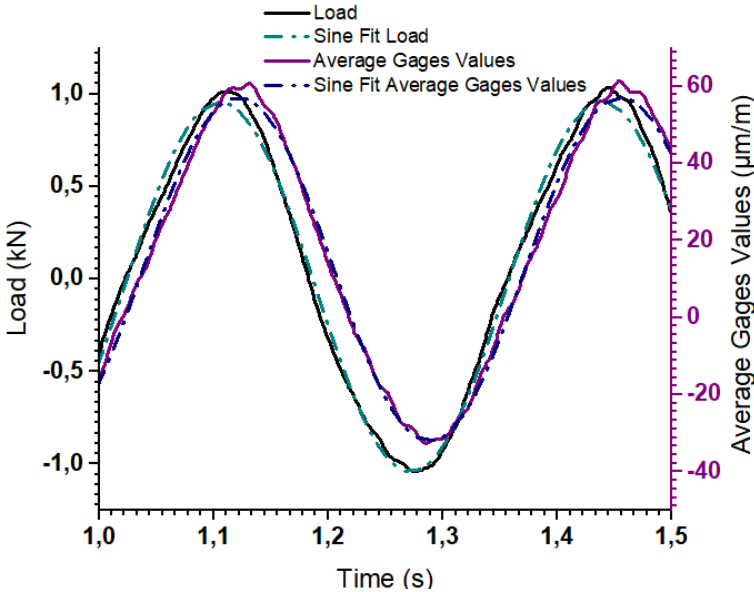


Figure II-21. Signal fitting



II.3.5.5. Complex Modulus and Phase Angle determination

In this section, the results of the complex modulus tests are presented. The complex modulus tests were performed at different temperatures (between -10 and 20°C) and frequencies (0.01 Hz to 10 Hz). Results were plotted in the Black space Figure II-22. Black Space of Rugosoft specimens and Cole-Cole diagram Figure II-23. They present respectively the evolution of the norm of a complex number (log scale) as a function of its phase angle and the evolution of the imaginary part of a complex number as a function of its real part i.e. $E^* = E_1 + i E_2$.

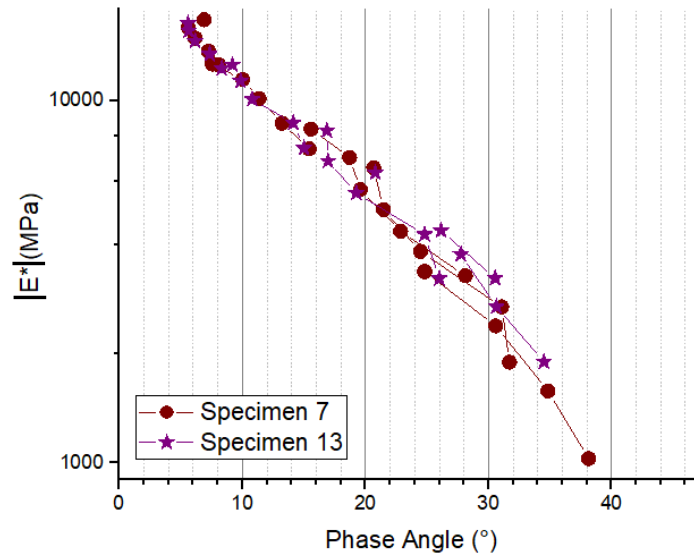


Figure II-22. Black Space of Rugosoft specimens

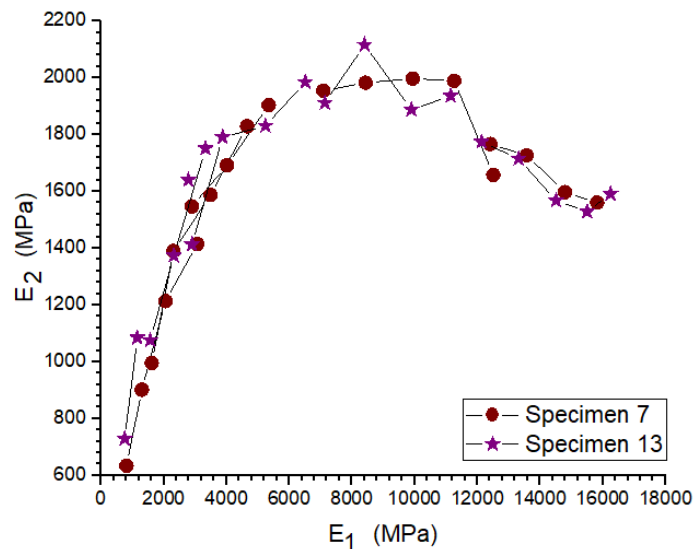


Figure II-23. Rugosoft Cole-cole diagram

Excellent repeatability was observed in both specimens and the PETF was conserved as we obtain a unique curve. The influence of temperature is not visible. For some of the specimens tested, we limited our analysis to the computation of the complex modulus.

Figure II-24 shows the complex modulus standard isotherms resulting from tests performed on three specimens of Rugosoft. These curves show the influence of frequency and temperature on the norm of the complex modulus respectively.

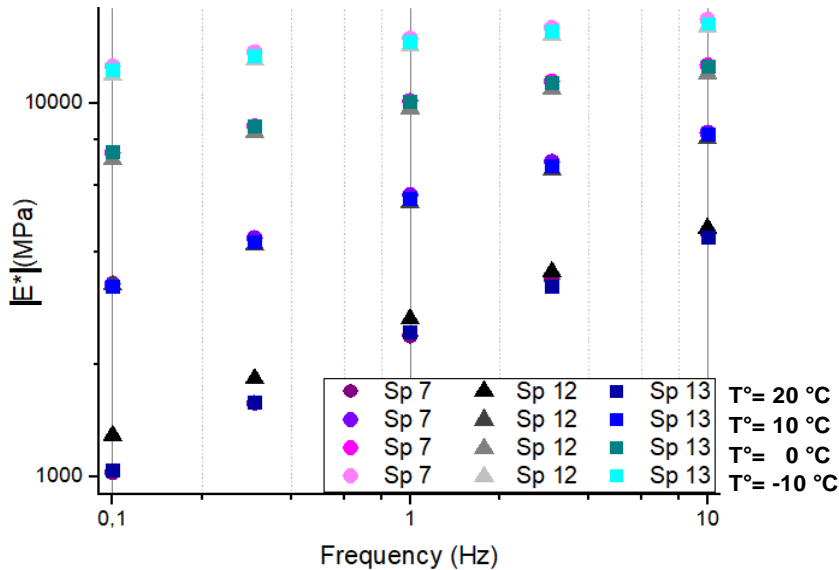


Figure II-24. Isotherms of the complex modulus' norm of Rugosoft
 We did a variability study to assess the repeatability of the results. As an example, we focused on the results obtained at 10°C (Table II-4).

Table II-4. Variability analysis of Rugosoft at 10°C

	Frequency (Hz) \ Voids (%)	0.1	0.3	1	3	10
Specimen 7	16	3282	4356	5678	6971	8340
Specimen 10	17	3262	4295	5596	6968	8443
Specimen 12	16	3261	4171	5414	6609	8033
Specimen 13	16	3223	4269	5553	6807	8257
Average Shear Modulus (MPa)	16	3257	4273	5560	6839	8268
Standard Deviation	0.3	21	67	96	148	151
Variation Coefficient	2%	1%	2%	2%	2%	2%

We can note that:

- The voids percentages are quite similar
- The complex modulus values are slightly different (no noticeable variation can be spotted)
- The coefficient of variation is less than 5%

In the following section, we will present the torsional testing experiments and the ensuing results.

II.3.6. Torsional test on cylindrical specimens

To determine the shear modulus of Rugosoft, torsional testing using the mechanical testing system or MTS device was done. This machine can apply up to a 1000 N.m torque and 100 kN axial load. For this experimental procedure, gages were not used. Instead, a torsional



program proper to the machine was used. For, shear modulus measurement, tests were carried out in rotation displacement-controlled mode at frequencies of 0.1,0.3,1,3 and 10 Hz and temperatures of -10,0,10 and 20°C. As for fatigue testing, tests were carried out in torsional torque-controlled mode at a frequency of 10 Hz and a temperature of 10 °C.

II.3.6.1. Shear Modulus torsional testing

A sinusoidal torsional rotation varying with the applied frequency and an amplitude α_0 was applied to the specimens. A constant axial compression load was maintained throughout the test at 50 N. A non-contact angular sensor (Angle 7) having an accuracy of 0.001° positioned close to the upper disk measured the torsional rotation angle applied to the tested specimen [80] as seen in the following Figure II-25. The Torque and torsional rotation evolutions with time can be expressed as such:

$$T(t) = T_0 \sin(\omega t) \quad \text{Equation II-3}$$

$$\theta(t) = \theta_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad \text{Equation II-4}$$

Where:

T_0 : amplitude of the imposed torque

ω : pulsation which is equal to $2\pi f$ (f is the loading frequency)

t: time; θ_0 is the torsional rotation amplitude

φ : phase angle or the lag between stress and strain signal [81].

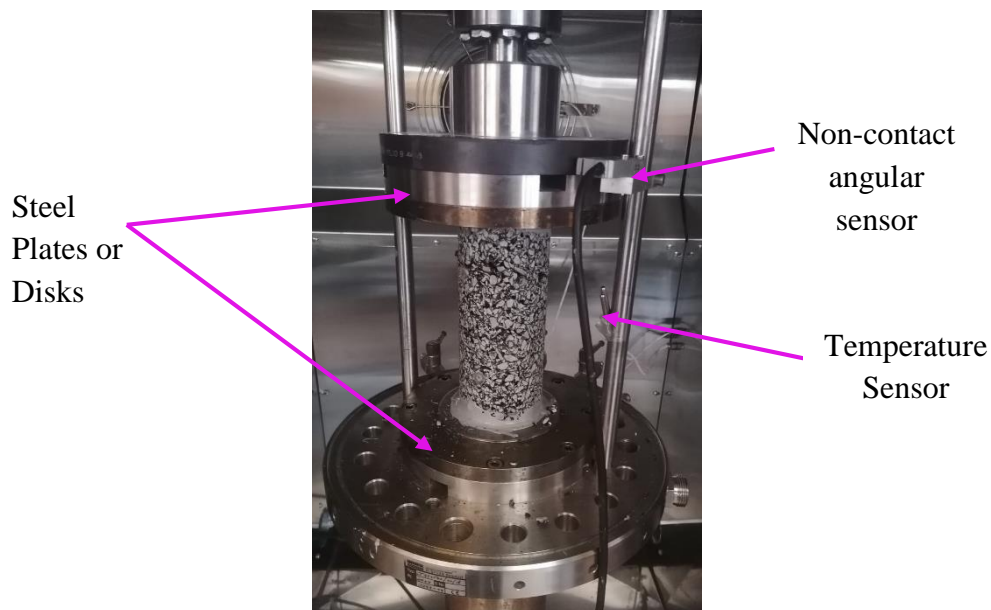


Figure II-25. Torsion testing set up

We fitted the data acquired using a sine fit similarly to the previous section. Then, using equations 5, 6, and 7, we computed shear stress, shear strain torsional, and shear modulus. In the Figure II-27 we presented a schematic of the sample and the various geometric and loading conditions:

$$\tau = \frac{T \cdot R}{J} \quad \text{Equation II-3}$$

$$\gamma = \frac{R \cdot \theta}{h} \quad \text{Equation II-4}$$

$$G^* = \frac{\tau}{\gamma} \quad \text{Equation II-5}$$



T: Torque in N.mm

$$J = \frac{\pi * D^4}{32} : \text{Circular area polar moment of inertia in mm}^4$$

R: radius of the section in mm

θ : Torsional angle or angle of twist in $^\circ$

h: height of the specimen in mm

Using the experimental data, we computed the corresponding strain, using the torsional rotation and geometrical dimensions of the tested samples

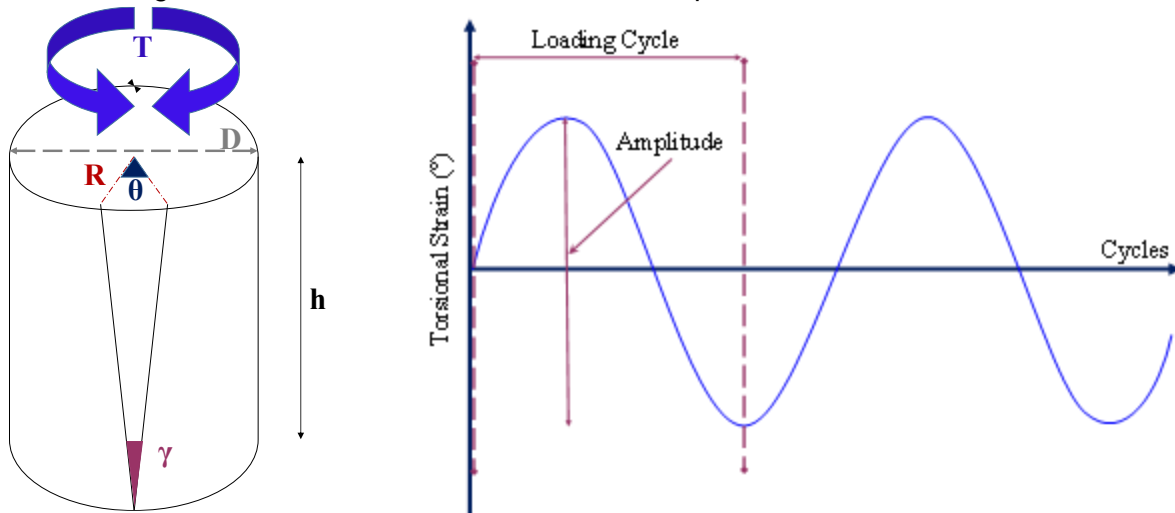


Figure II-27. Schematic of an asphalt sample

The machine provided the value of the torsional rotation for each sample as seen in the following Figure II-26:

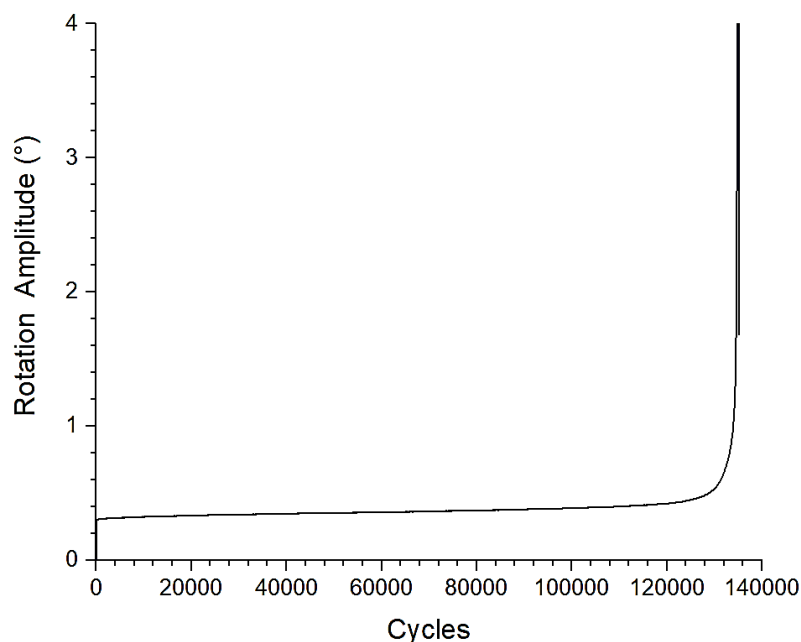


Figure II-26. Torsional rotation evolution in function of the number of cycles



II.3.6.2. Shear Complex Modulus determination

In addition to the complex modulus results hitherto shown, we computed the shear complex modulus using the previously described methodology. Most specimens were tested at temperatures of 20, 10, 0, -10, -20 °C. However, all were tested at 10°C. The following Figure II-28 and Figure II-29 present the shear complex modulus isotherms resulting from testing specimens from slab 2 at temperatures of 10 and 0 °C .

The results seem to be similar. However, we noted a difference in the shear complex modulus values. Thus, in the following Table II-5, we computed the standard deviation and the coefficient of variation of the results at a temperature of 10°C.

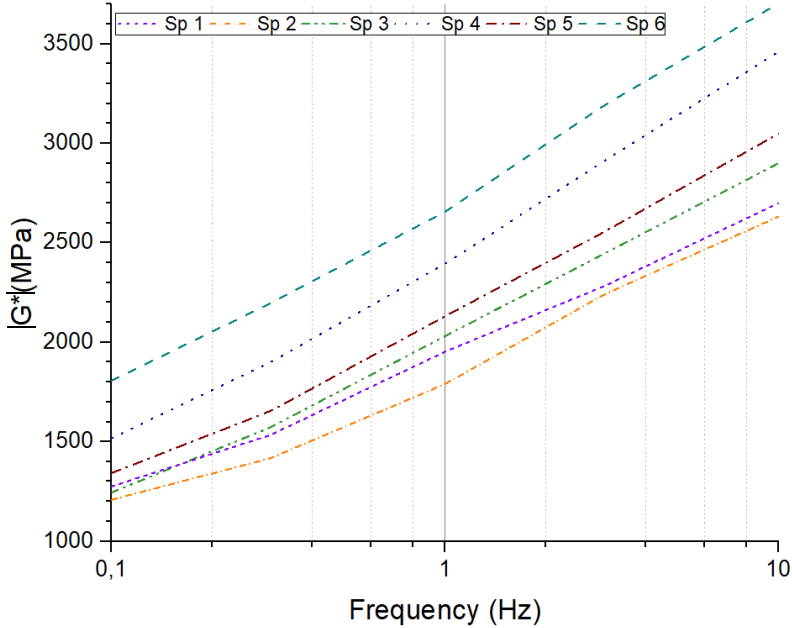


Figure II-29. Shear complex modulus results' of Rugosoft at 10 °C

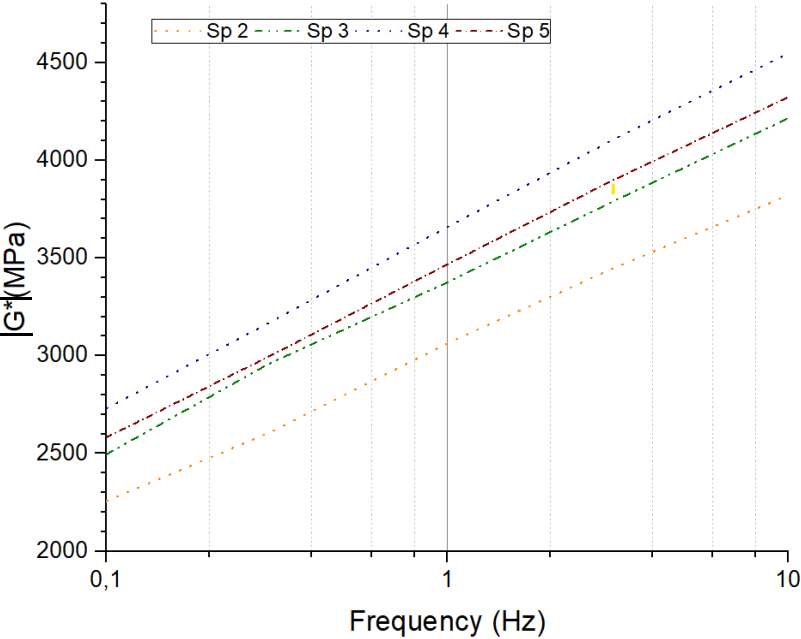


Figure II-28. Shear complex modulus results' of Rugosoft at 0 °C

Table II-5. Variability Study of shear modulus results obtained from slab 2 at 10 °C

Frequency (Hz)	0.1	0.3	1	3	10
Average Shear Modulus (MPa)	1395	1695	2113	2543	2982
Standard Deviation	240	295	329	384	442
Variation Coefficient	17	17	16	15	15

To understand these dissimilarities, a study of the influence of the void percentages of each sample on the shear modulus values at 10 Hz can be seen in the following Figure II-30 .

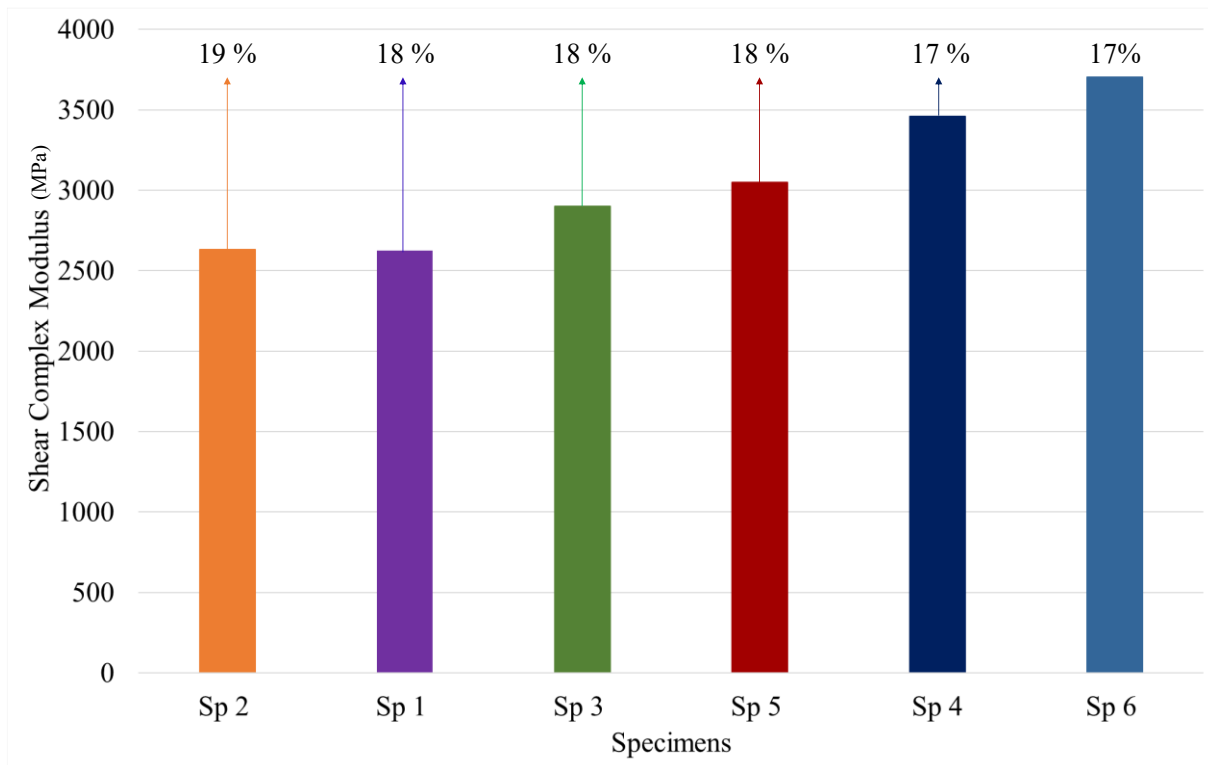


Figure II-30. Voids' influence on asphalt specimens at 10°C and 10 Hz for slab 2

We noticed that the specimens with similar voids percentages, namely those at 18%, have alike shear modulus values. The difference is less than 15%.

Regarding the samples where a decrease of 1% of void percentage can be noted, we have an increase in the shear modulus values up to 25%.

Whereas, when we have an increase of 1%, the shear modulus values increased. These variances are less than 13%.

These observations can also be noted for the shear complex modulus values at a temperature of 0°C. As seen in Figure II-28, specimen 2 (19%) is characterized by a smaller value of shear complex modulus up to 16% less compared to specimen 6 (17%).

The same analysis was done to the results of slab 1. Figure II-31 presents the shear complex modulus at 10°C, 10Hz in function of the void percentages. Also, slab 1's data at 10°C are presented in the following Table II-6 for various frequencies.



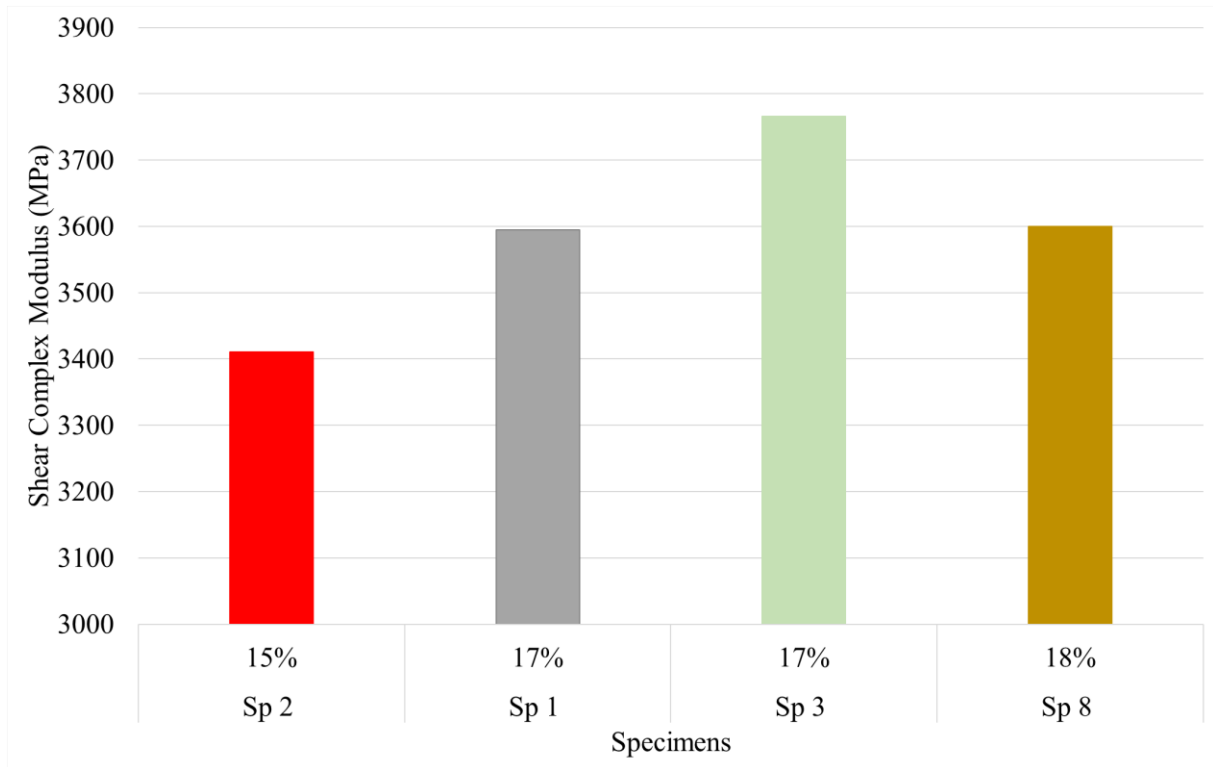


Figure II-31. Voids' influence on asphalt specimens at 10°C and 10 Hz for slab 1

Table II-6. Variability Study of shear modulus results obtained from slab 1 at 10°C

Slab 1	Frequency (Hz)	0.1	0.3	1	3	10
	Average Shear Modulus (MPa)	1840	2196	2660	3109	3593
	Standard Deviation	191	202	174	184	145
	Variation Coefficient	10	9	7	6	4

The results seem to be less dispersed compared to the second slab with a maximal difference of 7 % between specimen 2 (15%) and specimen 3 (17%). In addition, the values of the shear complex modulus are greater than slab 2 for similar percentages. These differences can be explained by various factors such as:

- The testing of the specimens was not done in the same period. We tested the samples of slab 2 a year after those from slab 1;
- Slabs' compaction and manufacturing process

We compared the average shear complex modulus values as seen in the following Figure II-32.

The variance between the results is greater at low frequencies reaching a difference of 24%. This change decreases as the frequency increases, at 10 Hz, the discrepancy is about 17%.

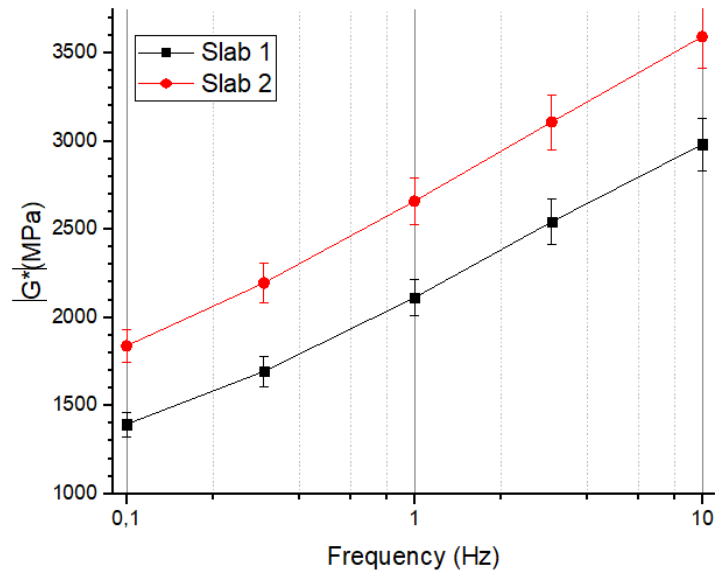


Figure II-32. Shear modulus average values of slab 1 and 2 at 10°C

II.3.6.3. Poisson's ratio

Using the average values of the complex (slab 1) and shear modulus (slab 2) results of same percentage specimens, we were able to determine Poisson's ratio at various temperatures and frequencies using the following equation:

$$\nu = \frac{E^*}{2 \cdot G^*} - 1 \quad \text{Equation II-6}$$

Figure II-33 and Figure II-34 show the isothermal and isochronous curves of the norm of Poisson's ratio as a function of frequency and temperature.

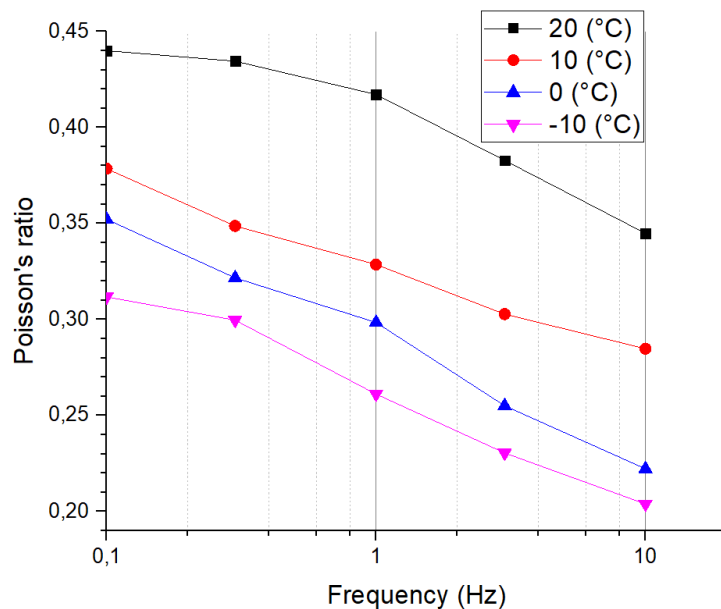


Figure II-33. Isothermal curve of the norm of the complex Poisson coefficient as a function of the frequency



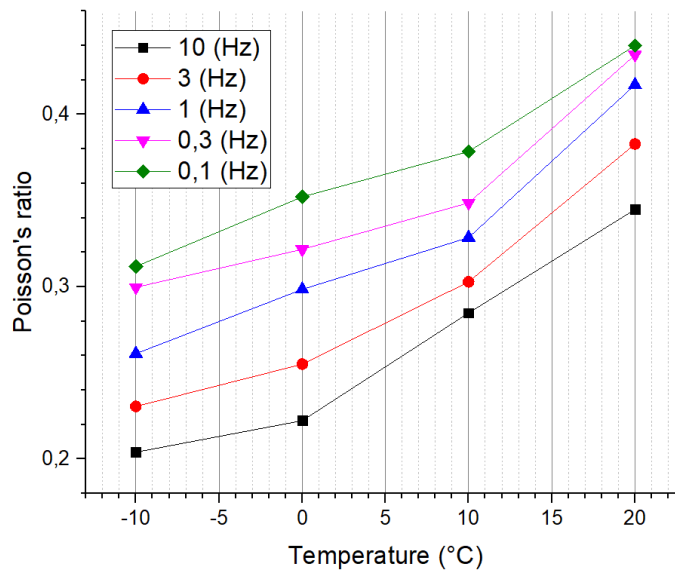


Figure II-34. isochronous curve of the norm of the complex Poisson coefficient as a function the temperature

We can observe that the norm of Poisson's ratio is not constant, equal to 0.35, as assumed in the literature. In this thesis, $|v^*|$ varies between about 0.2 at high frequency and/or low temperature, and 0.45 at low frequency and/or high temperature. It increases as the frequency decreases and the temperature increase.

In fact, Benedetto, H. D et al measured the axial as well as the radial strains of cylindrical bitumen specimens by means of a tension-compression test. They found that the Poisson's ratio of a bitumen 50/70 varies with the temperatures and frequencies applied to the tested sample. For example, for a temperature of 0°C and a frequency of 0,1 Hz, the Poisson's ratio is equal to 0,5. While, for a temperature of -10°C and a frequency of 1 Hz, the Poisson's ratio is equal to 0,43 [163].

According to Graziani, A. et al, the value of the Poisson's ratio is higher when there are more air voids in the bituminous mix. Graziani, A. et al argued that the absence of numerous air voids increases aggregate interlock phenomena and thus causes an increase of Poisson's ratio value [164]. Hence, this study can corroborate with the experimental results obtained as Rugosoft is a porous asphalt with a percentage of voids greater than 15%.

It is necessary to specify that the used equation to compute Poisson's ratio is not accurate (computation done in the elastic domain) nevertheless we get a reasonable order of magnitude confirming the good estimations of E^* and G^* .

Since, we were able to determine the mechanical properties of the porous asphalt, the next step consisted of determining the fatigue life of the bituminous mix.

II.3.6.4. Torsional Fatigue

Torsional fatigue consisted of imposing a sinusoidal torque (T) and measuring the resulting rotational angle (θ). An axial load of $|50|N$ was applied to the tested sample throughout the experiment using MTS machine in order to guarantee an alignment of the sample and the disks, ensuring a homogeneous distribution of stress in the cylindrical specimen.

Using a magnetic contactless sensor, positioned close to the upper disk, the torsional rotation angle is measured. MTS is capable to measure torque values up to 1000 N.m and axial load up to 100 000 N. Therefore, for shear fatigue testing, we carried out the experiments in load-



controlled mode at a frequency of 10 Hz and a temperature of 10 °C. The choice of 10 Hz as a frequency mimics an approximately 80 km/h traffic speed [127].

During a shear fatigue test, stress is generated in the XY plane. The shear stress, at the center of the specimen, equates to zero while it is at its maximum on the sample's outer circumference.

Based on previous studies [80], [81], stress amplitudes were defined to obtain an appropriate number of cycles till the sample's failure. Therefore, constant torque values were chosen between 50 and 65 Nm. Those values were chosen as they generate shear stress equal to or close to 1 MPa. Then, to assess the fatigue damage of the bituminous sample, its stiffness variation was monitored. The MTS is able to provide a report that details the variation of torque, axial load, and torsional rotation angle values as a function of cycles' number. Using these data, we can represent the fatigue evolution of the sample. The experiment lasts till the sample reaches failure and separates into two fragments (Figure II-35).

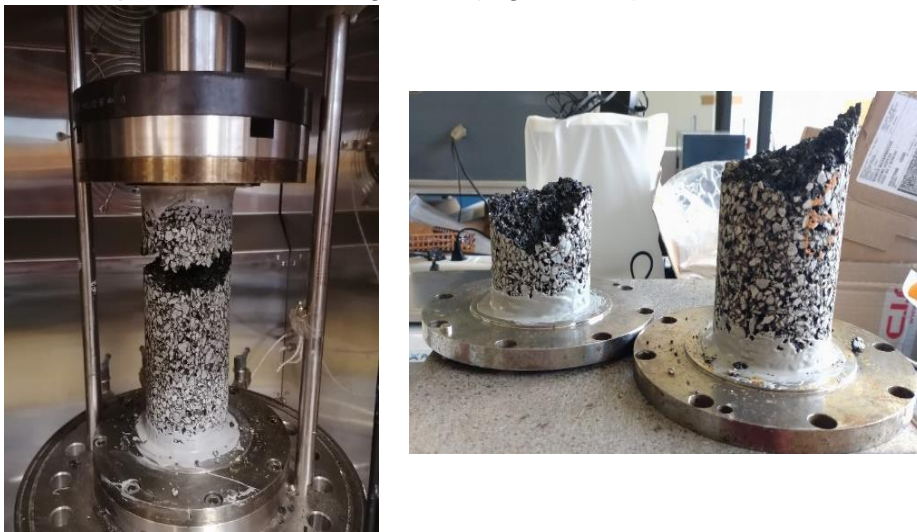


Figure II-35. Failure of a bituminous sample

II.3.6.5. The usual use of fatigue tests

During a fatigue test, damage accumulation at each cycle progressively leads to the ruin of the tested specimen. The objective of fatigue testing is to determine the specimen's service life. Therefore, the test's main result is a fatigue curve which translates the evolution of the strain (for a test in displacement mode) or the displacement (for a test in strain mode) as a function of the number of loading cycles.

The service life is generally determined for a criterion of 50% reduction of the initial stiffness. By performing several tests at different levels of stress amplitudes, the service life (N) can be plotted as functions of shear stress levels (γ) on a bi-logarithmic scale.

II.3.6.6. Fatigue determination

Figure II-36 shows a typical fatigue test result for asphalt. It represents the evolution of rigidity as a function of the number of fatigue cycles. The curve can be divided into three phases [165] [166] [167]. The results obtained show that the loss of stiffness until the failure of the specimen takes place in three phases.

From the first cycles, we record a rapid decrease in stiffness (phase I). This decrease then becomes very slow in the second phase and corresponds to almost the entire life of the specimen. Finally, in the third phase, characterized by a very short duration, the loss of



stiffness accelerates abruptly until the specimen breaks. The three phases of the curve can be associated with an initiation and a multiplication of the micro cracks for the first phase, a propagation of the micro cracks during the second phase which constitutes approximately 90% of the lifespan and finally a fast propagation of the crack which becomes more localized leading to the rupture of the test piece for the last phase.

The service life increases with the decrease of the loading stress. For a low loading amplitude, M , the failure reached for a high number of cycles, while for greater values of M the failure is observed after a few hundred cycles.

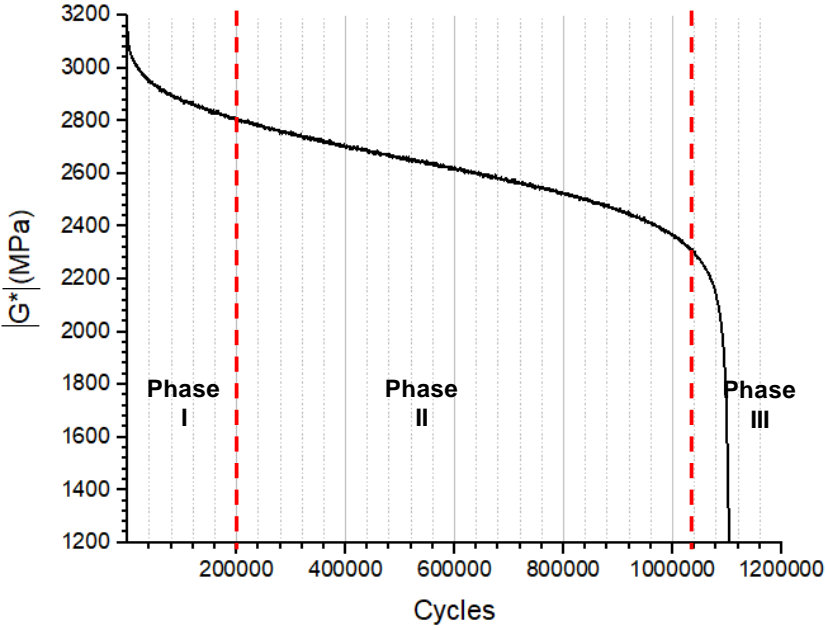


Figure II-36. Evolution of the stiffness as a function of the number of cycles

The following Table II-7 summarizes our fatigue results:

Table II-7. Summary of Fatigue results

Specimen	N_f at 50%	% voids	G^* (MPa)	Torque Applied (N.m)	Equivalent Strain	Slab
2	240000	19%	2642	55	0,04%	2
3	291603	18%	2902	60	0,05%	2
5	567000	18%	3049	55	0,04%	2
1/ slab 2	130000	18%	2940	65	0,06%	2
4	1600000	17%	3516	55	0,04%	2
6	520256	17%	3600	60	0,04%	2
1/ slab 1	19000000	17%	3766	55	0,04%	1

We disregard specimen 2 of slab 2 because at some point, the machine stopped and we had to restart it. Also, we did not consider in our analysis the result of specimen 1 of slab 1 since as shown before, we noticed substantial discrepancies regarding slabs' shear modulus values. We determined the number of cycles $N_{f50\%}$ corresponding either to the decrease of the modulus of 50%, or to the brutal failure of the specimen if this fracture takes place before a drop of modulus of 50%. We can notice that fatigue results are quite dispersed and highly dependent on void percentages and stress amplitude imposed.

Figure II-37 shows the values of the lifetime determined with the N_f50% criterion for the porous asphalt specimens as a function of the equivalent strain amplitude applied. We plotted the regression line in the (N)- (γ) axes and determine the value of the coefficient of determination R².

By extrapolating the regression line for the asphalt mix, it is possible to determine the strain for which the life of the mix is 1 million cycles using the following equation

$$\gamma = 0,0027N^{-0,14} \text{ Equation 5}$$

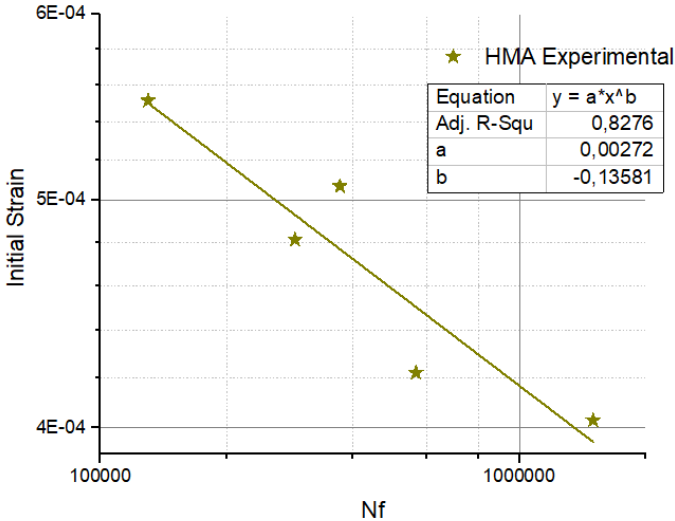


Figure II-37. Fatigue curve of Rugosoft

We can see that the coefficient of determination R² is 0.8676, meaning that the curve explains more than 80% of the variability of the response data around its mean. We can say that even though we are dealing with porous asphalt with high percentage of voids, the fatigue life obtained is satisfactory. The dispersion of the fatigue data can be explained by various factors such as:

- The centering of the specimen
- The position of the specimen collected from the slab (close to the edge of the slab or in the middle)

II.3.7. Conclusion

An important experimental work was undertaken during this study, a large part of which was devoted to the characterization of mastics and asphalt mix fatigue behavior.

To determine the properties of the mastics, the Dynamic shear rheometer at the CST laboratory has been used to measure the complex shear modulus and fatigue. Two mastics characterized by their volume filling rate and fillers dimensions were tested by COLAS. As seen previously, mastic 250 μm presents stiffer shear complex modulus values than mastic 63 μm. The increase in stiffness was attributed to the volume filling and fillers dimensions [158]–[161]. Regarding fatigue results, power law equation was used to fit the data, the coefficient of determination showed acceptable fitting values. Furthermore, we noted that the volume filling rate has a major impact. Mastic with the highest volume filling rate (40%) is characterized by a steeper slope compared to the mastic 63 μm (31% volume filing rate). The latter showed greater fatigue life compared to mastic 250 μm. In fact, Van Rompu, J. et al, found that the fatigue life of a pure bitumen and a mastic of 30% volume filling rate present similar behavior.



In addition, they stated that for higher filler content, the fatigue behavior of the mastic is poorer [64].

At the asphalt scale, using the previously described experimental procedures we were able to mechanically characterize the studied porous asphalt and determine its fatigue life. In fact, the shear modulus results can be separated into two sets corresponding to which slab they were extracted. The results seem to be similar and the difference is acceptable since this is an experimental work. We can also note that the shear complex modulus test is non-destructive. It has the advantage of allowing the evolution of the mechanical properties of each specimen to be monitored over time, and of presenting results that are much more homogeneous and consistent than a destructive test. Then, the samples can be used for fatigue testing.

At the HMA scale, the bituminous mixture fails at smaller strain values for a similar number of cycles at failure (100 times less than the value of the strain at the mastic scale). The similarity of the slope values of mastic 63 μm (0.1) and asphalt mix (0.14) implies that fatigue performance is controlled by the smallest scale (mastic 63 μm).

In the following chapter, a numerical methodology based on a multiscale approach is used to model the experimentally tested porous asphalt. Finite element analysis was applied to understand the bituminous material response at a local scale. In fact, to model the studied porous asphalt, we had to carry out experiments on the mastics proper to the tested HMA. Therefore, using this information and data we will be able to create and characterize our numerical models.



Chapter III: Bituminous mixes' modeling from the mesoscopic to the macroscopic scale: Complex modulus and Fatigue



Chapter III. Bituminous mixes' modeling from the mesoscopic to the macroscopic scale: Complex modulus and Fatigue

III.1. Introduction

This work aimed at predicting the behavior and characteristics of a porous asphalt mixture (Rugosoft) knowing the behavior and characteristics of its basic constituents. In fact, since bituminous mixtures are heterogeneous materials with complex mechanical behavior, they seem to be the perfect candidate for a multiscale modeling method. The forecasting of the fatigue behavior of such a heterogeneous material is very complex and requires particular consideration regarding the different phases' behavior. Recent studies have been conducted to model this heterogeneous material using X-ray computed tomography images from a real sample [168]–[170]. To study the effect of compositional heterogeneity, this method requires the use of several samples with different compositions. The objective of this thesis is to propose a simple numerical model to simulate the fatigue behavior of this heterogeneous medium. The adopted strategy is based on a numerical model generation with two phases: the matrix and the inclusions. Using a program developed in our laboratory, we can thus control the shape, size and percentage of the constituents of this heterogeneous medium without having to resort to a long and expensive experimental preparation and characterization stage. Thus, this technique allows us to study the effect of several parameters on the global and local fatigue behavior of the material: the composition, the filling rate of each phase, the presence of voids. The major interest of this approach lies in the fact that it is possible to generate random models quickly, simply and in addition to the inevitable experimental validation phase. Therefore, this chapter will describe the numerical process adopted and we will show the ensuing results at different scales.

III.2. The Multi-scale method

III.2.1. Introduction

ABAQUS, a finite element software, was used throughout this thesis. However, it is unable to randomly generate aggregates having complex/ irregular forms as well different dimensions (ranging from microns to centimeters in average values) within a predetermined volume filling rate. Therefore, creating representative models of bituminous mixtures containing inclusion ranging from micrometers to centimeters is quite difficult. It was essential to use another software able to generate inclusions with respect to the percent filling volume rate as well as the grading curve proper to the studied material. Hence, granular skeletons were generated using MOA (French acronym for random object modeller). Therefore, it was possible to use the multiscale method. This custom software was developed within the premises of our Laboratory. It is coded using C++ language. MOA is capable of randomly creating two- and three-dimensional objects for a certain filling rate with respect to aggregates' grading curve within a predetermined volume. The inclusions can be shaped as circular or polygonal in 2D and spherical or polyhedral in 3D. They are scattered at random in the predefined containers. Those containers are a square or a rectangle in 2D and a cylinder or parallelepiped in 3D. In addition, the distance between the created particles can be determined by the user. Afterward, the models generated on MOA were imported into ABAQUS software [17], [65], [171]. This modeling program was coded based on the Delaunay triangulation technique. It is a triangulation where no vertex remains inside any triangle's circumcircle. The latter is the circle crossing over the triangles' vertices [172]. MOA fragments the original domain as finite



triangles (2D) or tetrahedrons' number (3D). Then, in 2D, the software reassembles the triangles to create the polygons. While in 3D, MOA reunifies the tetrahedrons to generate the polyhedrons. Regarding circles and spheres, the elementary triangle resulting from a triangulation of Delaunay produces circumscribed circle [17]. To calculate the area or volume of a model, the volume or area of the inclusions are computed. Their number and dimensions depend on the gradation curve inputted into the software. In addition, the distance between the created particles can be determined by the user. They can be separate or attached. A minimum distance between objects can be imposed in the case of separate inclusions. This option enables the user to insert particles within a matrix.

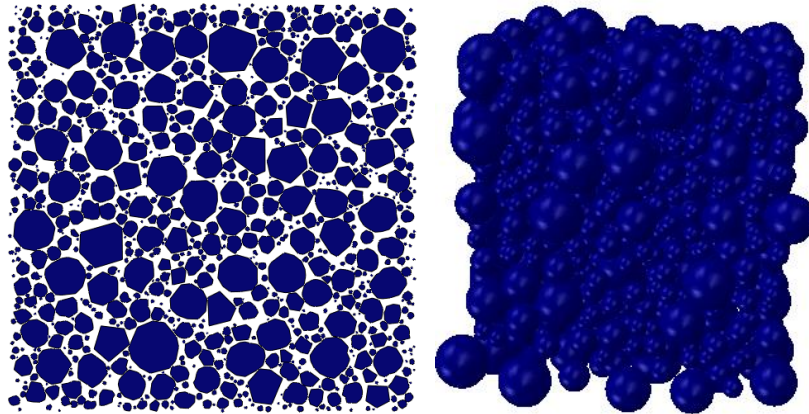


Figure III-1. Generation of inclusions in 2D with polygonal shapes and in 3D with spherical shapes Using MOA software, the multiscale method was applied to study the porous Asphalt “Rugosoft”.

III.2.2. Multiscale application

Multiscale method is based on the concept that materials can be represented as successive scales depending on the cut size chosen of the aggregates grading curve. In this manuscript, the different scales adopted are:

- 1) Mastic scale which contains the bitumen and fillers with a diameter less than a given value d_1
- 2) Mortar scale which contains the mastic and inclusions with a diameter between given values d_1 and d_2
- 3) Asphalt scale which contains the mortar, inclusions with a diameter between given values d_2 and d_3 , and voids

The values of d_1 , d_2 , and d_3 are defined by the user experimentally or/and numerically. In this thesis, d_1 , d_2 , and d_3 were specified thanks to the experimental work. Computations to define the different scales and their corresponding filling rate was done to define the scales (Mastic, mortar, and HMA) limits appendix 1. Many trials have been carried out to establish the best numerically feasible combination. Numerous calculations and trials to compute the percent filling rate corresponding to the different cut sizes were done and then the ensuing inclusions were modelled in MOA. The best cut size was found to be for:

- 1) Mastic 1 scale: Purely experimental: $d \leq 63 \mu\text{m}$: Volume filling rate: 31%
- 2) Mastic 2 scale: Experimental and numerical : $63 \mu\text{m} < d \leq 250 \mu\text{m}$ Volume filling rate: 40 %



- 3) Mortar scale: Purely numerical: $250 \mu\text{m} < d \leq 2.5 \text{ mm}$: Volume filling rate: 47 %
- 4) Asphalt scale: Experimental and numerical: $2.5 \text{ mm} < d \leq 6.3 \text{ mm}$: Volume filling rate: 49 %

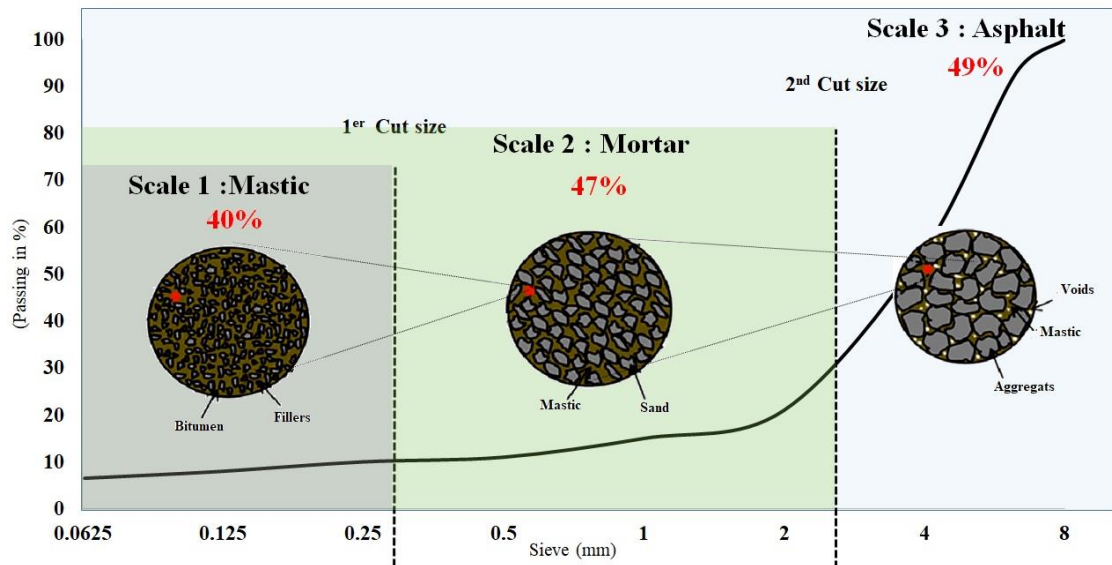


Figure III-2. Multiscale simulation of Rugosoft, a) Mastic scale, b) Mortar scale and c) HMA scale

III.3. Overview of the numerical process applied under ABAQUS

III.3.1. Model's creation

Our work is mainly focused on 3D models. Inclusions in MOA were generated as spherical shapes. Then, they were imported into ABAQUS. The dimensions of the container were defined as to match the experimental conditions of shear testing (Mastic and asphalt scales). Thereafter, a series of Boolean operations were executed. The first one carried out corresponds to that of the container (cylinder) and generated particles to derive the matrix. To represent truthfully a sample of a bituminous mixture, particles are made to intersect the container's external perimeter. Therefore, the cylinder's dimensions should be smaller than the dimensions of the mathematical domain containing the inclusions. If we want to take into

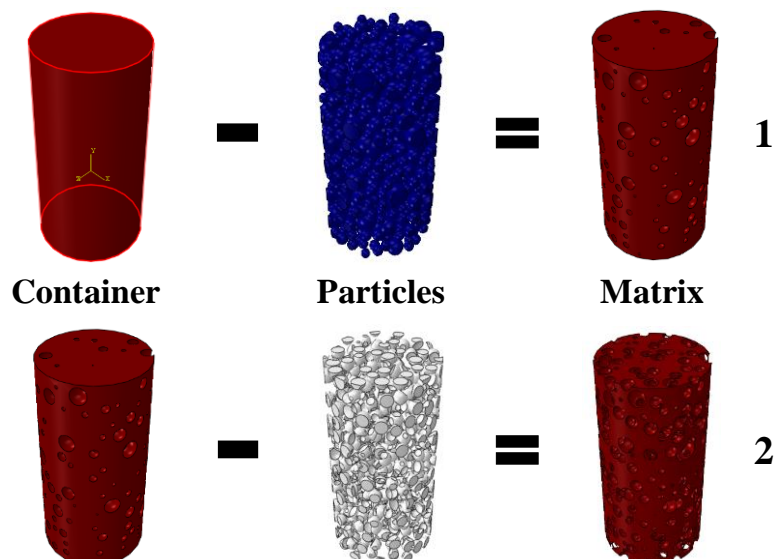


Figure III-3. Boolean operation to obtain a matrix and a Porous matrix phase in 3D



account voids, an air void network can be introduced into the matrix. Then, a second Boolean operation can be used to obtain a porous matrix. This method was used and was proven successful by Tehrani, F [17].

III.3.2. Meshing and element type

To achieve a cohesive state between the matrix and inclusions, a tie function preloaded into ABAQUS software was imposed ensuring zero degree of freedom between nodes guaranteeing equal strain distribution and stress transmission at the interfaces as well as a displacement's continuity [173]. Moreover, the resulting aggregates' strain is less than the matrix since the particles are more rigid. Therefore, the model was meshed using dissimilar element sizes. The matrix was meshed with refined elements since it has the highest strain rate while inclusions were meshed with rougher elements. Hence, reducing the computation time. Then, to get uniform stress and strain distribution within the model, the meshing operation was done by choosing the ten-node quadratic tetrahedral element (C3D10) in ABAQUS software. This meshing element chosen yields a displacement field's higher-order interpolation. The use of different meshing element sizes leads to choosing, at the matrix-inclusions interfaces, the surface to surface contact instead of node to node contact due to the non-uniformity of the element size.

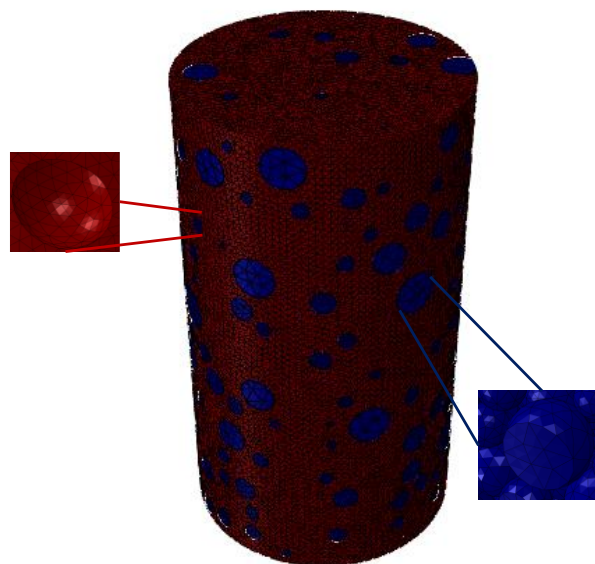


Figure III-4. Different element meshing

Tehrani et al [145] carried out a study to determine the meshing size to be used according to the generated models. The authors stated that the meshing size should be defined in terms of a steady state behavior of the physical characteristics under study. A similar study has been done to define the best size of meshing depending on the modeled scale.

As an example let's consider the asphalt scale. To identify the ideal mesh size, we varied the meshing densities ranging between rough (element size = 6 mm) and more refined (element size = 0.2 mm). The mechanical properties of the inclusions were defined as such: Young's modulus was set at 50 GPa, and 0.15 for Poisson's ratio.

However, ABAQUS is unable to mesh particles with a diameter of 6 mm if the meshing size chosen is of the same value. Thus, it refines automatically the dimensions of the meshing elements in order to discretize the inclusions.



Furthermore, by studying the impact of meshing on the dynamic shear complex modulus at a frequency of 10 Hz, we noticed that for meshing size of less than 2 mm, the value of the shear complex modulus becomes steady.

This analysis was repeated for each scale (mastic, mortar and asphalt) and the meshing size to be used was adapted according to the resultant shear complex modulus.

III.3.3. Loading and boundary conditions

To mitigate the scale effect and truly represent experimental specimens numerically, the models' dimensions were determined so that its equal to five times the biggest inclusion dimension in the bituminous mixture. To define the boundary conditions to be set, experimental testing was used as the inspiration. Experimentally, specimens were fixed at one end and a load or displacement was imposed at the other end independently of which bituminous scale is evaluated. In general, the models' base surface was encastered, meaning that the displacements were constricted. However, at the upper surface, a reference point was created at the center of the model's upper surface. Then, a coupling function predefined in ABAQUS was applied to provide the functionality of a kinematic coupling and distribution of stress on the surface [173], [174]. A rotational displacement θ or a Torque (T or M) value was imposed at the reference point per the mimicked experiment. The models rotate from their initial to their final position presenting half a loading cycle to decrease computation time.

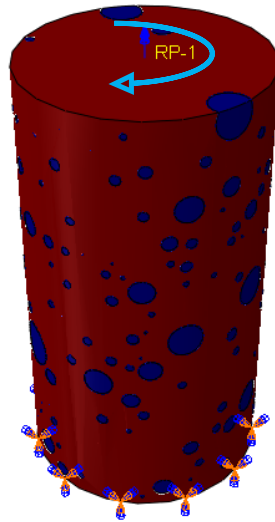


Figure III-5. Loading and boundaries conditions for a 3D model to replicate shear tests

III.3.4. Material definition

A viscoelastic behavior was assigned to the matrix and elastic to the inclusions. A pseudo elastic analysis was applied meaning that the complex modulus of the matrix is assigned to a model corresponds to a certain temperature and frequency. Poisson's ratio was assumed equal to 0.4 independently of the temperature and frequency. Regarding aggregates, isotropic linear elastic properties were defined. Young's modulus was set at 50 GPa, and 0.15 for Poisson's ratio [17].

One of the most important mechanical properties of bituminous material is the shear modulus. To compute this parameter, the following equation was used:

$$|G^*| = \left| \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \right| \text{ Equation III-1}$$



It is simply the absolute value of gradient of stress over the gradient of strain, where τ_{max} and τ_{min} are respectively the maximum and minimum stresses. γ_{max} and γ_{min} are respectively the maximum and minimum strains. Moreover, stress and strain can be defined using the following equations:

$$\tau = \frac{T}{J} * R \quad \text{Équation III-2}$$

$$\gamma = \frac{R*\theta}{H} \quad \text{Équation III-3}$$

Where T: Torque: N.mm; H: height: mm; R: radius: mm; J: Polar Moment of inertia: mm⁴; θ : rotational displacement: rad

III.4. Numerical Fatigue Analysis

III.4.1. Introduction

Studying the fatigue phenomena occurring in bituminous material is of importance to researchers. It specifies the service life of the material. Fatigue can be defined as the damage caused by repetitive solicitation whose amplitude remains consistently lower than the stress leading to instantaneous failure. In the mechanics' field, researchers are inclined to quantify microscopic defects' effects by establishing a localized variable labelled the damage variable. The latter quantifies the damaged materials from an elastic state to failure. This failure is the result of a succession of physical phenomena classified in two steps:

- The birth of a microscopic crack,
- The slow or rapid progression of this crack

In this context, the damage is expressed by a progressive loss of stiffness of the material during loading, and this, proportionally to the microstructure's damage. To quantify the damage related to the fatigue of the material, one can resort to measuring the stiffness of the material (complex modulus). This parameter can be used to monitor the evolution of fatigue damage. As stated in the bibliography, two modes of loading are usually used, either applying stress or applying a strain to the tested sample. Let us consider in our case that the sample or numerical model is under shear torsion (stress mode). By imposing a constant torque, the tested material becomes damaged, micro-cracks appear in its microstructure, and the amplitude of the strain increases. After a while, the coalescence of micro-cracks gives rise to the emergence of a macro crack with which is associated a drop in the stiffness of the material. The evolution of the complex modulus seems more relevant to describe the damage process. It accounts for the progressive and irreversible degradation of the material during the fatigue test, by introducing a damage variable, called D, such that:

- When the material is intact, the damage variable D is equal to 0
- When the material reaches failure, the damage variable D is set equal to a damage failure D_c threshold.
- When the damage state of the material reaches 1, we can say that the degradation of the material continues as a macro-crack ($0 \leq D < D_c \leq 1$).

A classical way to translate the evolution of the damage function is to introduce as an indicative property a constitutive relation. A geometric approach is suggested by Katchanov [122]. He established his concept based on the following assumption:



- The behavior of the damaged material can be written in the same form as that of virgin material by replacing the nominal (damaged) configuration with the effective (undamaged) one.

Initially introduced by Rabotnov [123], [175], the mechanics of damage can be built from a simple concept of evolution of the microstructure of the material and in particular of the progressive rupture of bonds which leads to the introduction of effective stress [176]–[179]. This definition is associated with a direction in space. If the defect density is isotropic, then the damage is identical in all directions and can be given by a scalar. Thus defined, the damage D takes values between 0 and 1. According to Lemaitre, a simple measure of damage can be obtained by calculating the area of intersection of the set of micro-degradations in a given plane, this is the basis of the uniaxial damage theory [180], [181]. The measurement of all the micro-defects can be seen in a representative elementary volume (REV) Figure III-6. Therefore, we can define an undamaged section as follow:

$$D = \frac{S_d}{S} = 1 - \frac{\tilde{S}}{S} \text{ Equation III-1}$$

\tilde{S} : represents the cross-sectional area that bears the stresses.

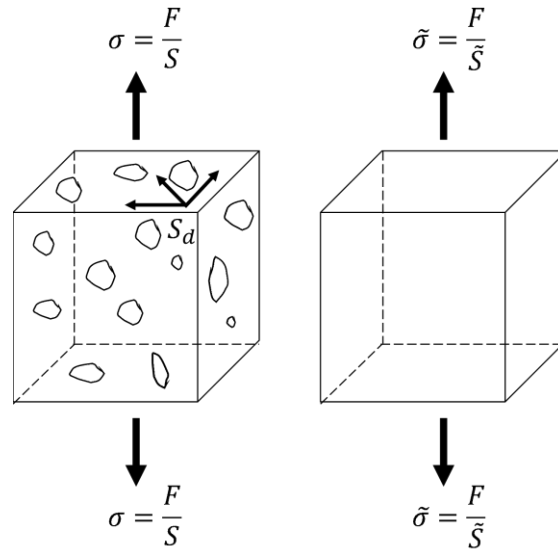


Figure III-6. Distribution of defects in a REV, on the left the damaged configuration and on the right the effective configuration.

Assuming that D is a scalar, i.e. that the damage is isotropic. This principle leads to the notion of effective stress, which is written as follow:

$$\tilde{\sigma} \cdot n = \frac{F}{\tilde{S}} \text{ Equation III-2}$$

- $\tilde{\sigma}$ represents the effective stress tensor
- n is any vector normal to the surface S .

The stress tensor σ is related to the effective stress tensor $\tilde{\sigma}$ assuming the same force is applied on the REV :

$$\sigma = (1 - D) \cdot \tilde{\sigma} \text{ Equation III-3}$$



Coupling this principle with the theory of linear elasticity, we can establish a stress-strain relationship for the damaged elastic model:

$$\sigma = (1 - D)E\varepsilon \text{ Equation III-4}$$

This concept was further developed by Rosuselier who substituted the effective stress by damaged material's mass density [182]. Likewise, Dragon and Mroz, replaced effective stress by the micro cracks' density in the material [183]. Furthermore, researchers introduced viscoelasticity into the behavioral law based on the effective stress principle. It was first used on concrete by Mazars [184], then extended by Alimami to model damage in asphalt mixtures [185]. It was then adopted by several authors to model damage in the viscoelastic domain [186], [187]. To couple damage and viscoelasticity, it only requires reducing the total stress $\sigma(t)$ to time step t by a factor equal to $(1 - D(t))$, where $D(t)$ represents the damage of the material at time t . The viscoelastic damage behavior law relating stress and strain is written as:

$$\frac{\sigma(t)}{1-D(t)} = \int_{-\infty}^t R(t - \tau)\dot{\varepsilon}(\tau)d\tau \text{ Equation III-5}$$

Lemaitre suggested quantifying the damage using the elastic's modulus and he correlated the parameter to the relative loss of complex modulus value between the initial state and at the material's state at cycle N [181]:

$$D = \frac{|E_0^*| - |E_N^*|}{|E_0^*|} \text{ Equation III-6}$$

In this thesis, we seek to develop a spatial representation of the damage of bituminous materials subjected to cyclic loading, for fatigue testing. The simplest modeling framework to use is the isotropic damage mechanics for which the damage variable (D) is a scalar. Furthermore, the objective of this work is to refine the characterization of the evolution of the damage specific to the fatigue behavior of asphalt mixes and to propose a 3D computational tool for fatigue prediction.

III.4.2. Introduction of the developed fatigue damage model

Based on the isotropic scalar damage formalism and the work of Kachanov, Mazars et Lemaitre (previously explained) we were able to develop a heterogeneous numerical method able to predict the service life of bituminous mixtures.

Assumptions such as isotropy and elasticity were presumed. The use of such concepts is justified in the following section.

III.4.3. Discussion of the adopted assumptions

The assumptions associated with our bituminous mixtures models are based on four main points:

- The material is considered heterogeneous (matrix and inclusions);
- The behavior is assumed to be isotropic;
- The model is based on the results of an elastic calculation;
- The damage theories (Kachanov, le maître...) are applied to 3D models
- Using the cumulative damage law or Miner's law

III.4.3.1. Heterogeneous modeling

Bituminous mixtures such as mastic and mortar are biphasic materials made of aggregates and mastic (bitumen and fillers). As for asphalt mixture, it is considered as tri-phasic, air voids



are added as a third component in the heterogeneous model. Inclusions i.e. aggregates are elements characterized by their dimensions according to the chosen cut size. On one hand, we assume that the aggregates, due to their high modulus of elasticity, are an elastic media. On the other hand, we consider that the mastic, which can include fillers and sand inclusion mixed with a viscous binder, is a viscoelastic homogeneous material. Mastic has the role of holding the aggregates together. Finally, when modeling the asphalt scale, air voids are taken into account but no mechanical properties are attributed to them.

III.4.3.2. Isotropic Behavior

Anisotropy can be induced by the damage due to its reliance on the tensorial nature of the stresses. However, in this thesis, local damage is assumed to affect the material in the same way in all spatial directions. This is equivalent to considering that the micro-cracks generated during the damage process are also isotropic. In addition, our model does not take into account the effect of crack re-closure or its healing ability. Therefore, damage distribution within the numerical models is considered isotropic.

III.4.3.3. Elastic Model

Knowing the relaxation or creep function of the material, the results of elastic calculations can then be transposed to compute the response of the corresponding viscoelastic material [188]. Alimami stated that it is possible to transpose the behavior laws of the undamaged material to that of its equivalent damaged one based on the notions of effective stress and its equivalence in strain [185]. From the linear viscoelastic behavior law, the coupling with damage leads, in uniaxial conditions, to a relation between stress and strain expressed by the convolution equation [189] below:

$$\frac{\sigma(t)}{1-D(t)} = \int_{-\infty}^t R(t - \tau) \dot{\varepsilon}(\tau) d\tau \quad \text{Equation III-7}$$

- where $R(t)$ is the relaxation function of the material.

Generally, for loads used in fatigue, we assume a sinusoidal strain of ε_a amplitude, and with a pulsation of ω causing a sinusoidal stress response of the material of σ_a amplitude shifted by a phase angle φ . We then have:

$$\varepsilon(t) = \mathbb{R}e(\varepsilon^*(t)) \text{ with } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_a e^{i\omega t} \quad \text{Equation III-8}$$

And

$$\sigma(t) = \mathbb{R}(\sigma_a e^{i(\omega t + \varphi)}) = \mathbb{R}(\sigma^*(t)) \text{ with } \sigma^*(t) = \sigma_a e^{i(\omega t + \varphi)} \quad \text{Equation III-9}$$

Equation (9) is transformed:

$$\frac{\sigma(t)}{1-D(t)} = \int_{-\infty}^t \varepsilon_a \mathbb{R}e(i\omega e^{i\omega\tau}) R(t - \tau) d\tau \quad \text{Equation III-10}$$

By changing of variable $u = t - \tau$ we get :

$$\frac{\sigma(t)}{1-D(t)} = \varepsilon_a \mathbb{R}e\left(\left(i\omega e^{i\omega\tau}\right) \int_0^\infty e^{-i\omega u} R(u) du\right) \quad \text{Equation III-11}$$

Where we obtain the Laplace-Carson transform of $R(t)$ for the argument $i\omega$.

Then, the complex modulus of the undamaged material E_0^* is written according to Tschoegl [190]:



$$\frac{\sigma(t)}{1-D(t)} = \varepsilon_a \Re e \left(e^{i\omega t} E_0^*(i\omega) \right) \text{ Equation III-12}$$

We suppose that when micro-cracking appears in the bituminous material, the rheological property of the bitumen remains unchanged i.e. the phase angle is not influenced by the damage. Then, it is possible to express the relation between stress and strain.

$$\sigma^*(t) = (1 - D(t)) E_0^*(i\omega) \varepsilon^*(t) = (1 - D(t)) |E_0^*(i\omega)| e^{i\varphi} \varepsilon^*(t) \text{ Equation III-13}$$

This assumption of invariance of φ with damage evolution makes it possible to interpret the damage D in terms of relative variation of the complex modulus of the material [191].

$$D = 1 - \frac{|E^*(i\omega)|}{|E_0^*(i\omega)|} \text{ Equation III-14}$$

- Where $|E^*(i\omega)|$ is the norm of the effective complex modulus
- And $|E_0^*(i\omega)|$ is the norm of the initial value.

By extrapolating this result to the scale of a structure subjected to sinusoidal loading, the macroscopic damage of the structure can be deduced from an equivalent elastic model where the damage will be determined by the stress or strain calculated by an elastic model.

III.4.3.4. Three-dimensional modeling

Most theories and laws such as Kachanov's damage theory are based on two-dimensional studies and might need to be modified to be used in the case of three-dimensional models [122], [192]. However, some researchers have shown that, under some conditions, the volumetric percentages of components in 3-D models (inclusions, matrix, voids, or additives) are almost entirely similar to in 2-D models. Dai, Q., developed 2D and 3D micromechanical models to predict the mechanical properties of stone-based mixtures [170]. Using X-ray computed tomography imaging techniques, he was able to study asphalt mixtures 'internal microstructure. He computed the volumetric percentage of inclusions in 2D and 3D. He found that Inclusions' volumetric percentage in 3D equal to 40.78 % and 2D on average 40.9% [170]. In the same manner, Adhikari, S et al developed a microstructure characterization method using x-ray micro fluorescence aimed at determining asphalt's multi-phasic nature. The researcher was able to compute the volumetric percentages of the aggregates, mastic, and voids phases in 2D and compare it to a sample [193]. Recently, Jiaqi, C et al developed an algorithm to generate 3D heterogeneous asphalt concrete models from 2D projections. They predicted asphalt's dynamic modulus using finite elements and validated their results experimentally. The researchers cut the 3D model into various cross-sections (2D). They were able to compute the volumetric percentage of aggregates in 2D and 3D. The results are on average 44% for 2D models and 41% for 3D models. Numerically, a difference of 3% can be considered negligible, and thus the volumetric percentages are quite similar [194].

Fakhari Tehrani, F., et al studied the impact of using 2D and 3D models to assess the dynamic modulus of bituminous materials. They found that at a frequency greater or equal to 10 Hz, and for similar volume filling rate in 2D and 3D, the ensuing numerical results are similar [195]. Consequently, based on these studies, we were able to transition the numerical method principles adopted from 2D to 3D since slight to no difference has been noted regarding volumetric percentages.



III.4.3.5. Damage accumulation law

The damage laws make it possible, once a material's service life is determined for each cycle has been determined, to calculate the corresponding damage and to cumulate it. A damage accumulation law is a rule allowing to accumulate a damage variable D , itself defined by a damage law. For cyclic loading, the damage variable D is usually calculated using the characteristics of a loading cycle (stress amplitude, average stress, maximum stress, etc.). When the loading sequence is processed, the cumulative damage leads to the estimation of the material service life in terms of the number of cycles of the sequence at the initiation of a macroscopic crack. Miner's law is widely used because of its simplicity and ease of implementation to deal with loading sequences of variable amplitude. This law does not take into account the effect of small cycles of amplitude lower than the endurance limit nor the order of appearance of the cycles. This is a linear cumulative damage law. The damage variable is assumed to be equal to the life fraction defined by [120] :

$$D = \frac{n}{N} \text{ Equation III-15}$$

- n : service life
- N : cycles at failure

If a signal consists of k different levels, the damage generated is:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \text{ Equation III-16}$$

- n_i : service life
- N_i : cycles at failure

The rupture is supposed to be reached when D is worth a critical value D_c is often taken equal to 1. In this thesis, we consider the first case where the damage generated stems from the application of constant amplitude.

III.4.4. Developing our heterogeneous fatigue modeling method

III.4.4.1. General overview

Based on the previously stated assumptions, we can now develop our heterogeneous method capable of predicting bituminous material service life. Our method is mainly based on fatigue laws acquired either experimentally (Mastic scale) or numerically (Mortar scale). As previously detailed, fatigue laws can be classically obtained by subjecting a sample to repeated solicitations (strain or stress depending on the control mode) and recording the cycles' number (lifetime) leading to sample failure. Fatigue results can be represented as a fatigue curve



(Figure III-7) corresponding to the strain in function of material's service life in a bi-logarithmic system.

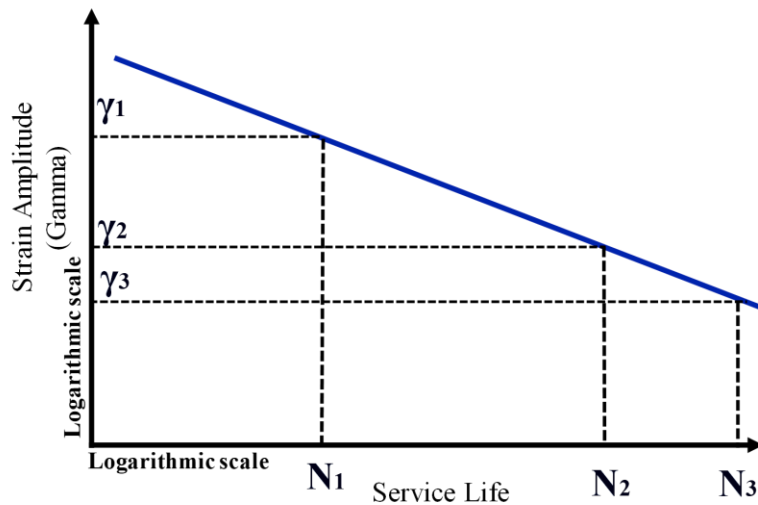


Figure III-7. Fatigue Curve

It is characterized by the following equation:

$$\gamma = aN^b \text{ Equation III-17}$$

- a; b constants;
- N: service life;
- γ : Shear strain

Numerically, this curve can be obtained by varying the initial torque or rotation and relaunching the model. The different amplitudes will result in various life cycles. Each scale is characterized by its proper fatigue curve. Since, aggregates' Young modulus (fillers, sand & gravel) is at least ten times greater than that of the binder, we consider that only the matrix of the model can be damaged.

Experimentally, stress and strain acted at a global scale and thus the global damage can be computed using Miners' law. However, numerically, we can study the material behavior at macroscopic and microscopic levels.

Therefore, we decided to take a closer look at the local strain distribution within the models as it is a key parameter to assess the damage distribution. We know that the strain is equal to

$$\gamma = \varepsilon_{max} - \varepsilon_{min} \text{ Equation III-18}$$

We were able to compute the local strain distribution at every point of the mesh network.

We can apply the fatigue equation to the matrix and thus compute the local strain distribution. Since, the aim of this analysis is to determine the number of cycles till the failure of the bituminous material modeled, the following formula was used to compute the local service life of the matrix at every point:

$$N_l = \gamma_l^{\frac{1}{b}} \cdot a^{-\frac{1}{b}} \text{ Equation III-19}$$

Computing the local service life will bring us one step closer to determining the local damage distribution per cycle within a model.

$$d_l = \frac{1}{N_l} \text{ Equation III-20}$$



Subsequently, we were able to compute the local damage by multiplying d_l by a number of cycles (n) chosen by the operator. Therefore, we define local damage as such:

$$D_l = n \cdot d_l \text{ Equation III-21}$$

Figure III-8 presents the algorithm elaborated to represent the previously detailed approach. At first, we input the initial complex modulus and fatigue equation proper to the bituminous mix to obtain as an output a damage plot.

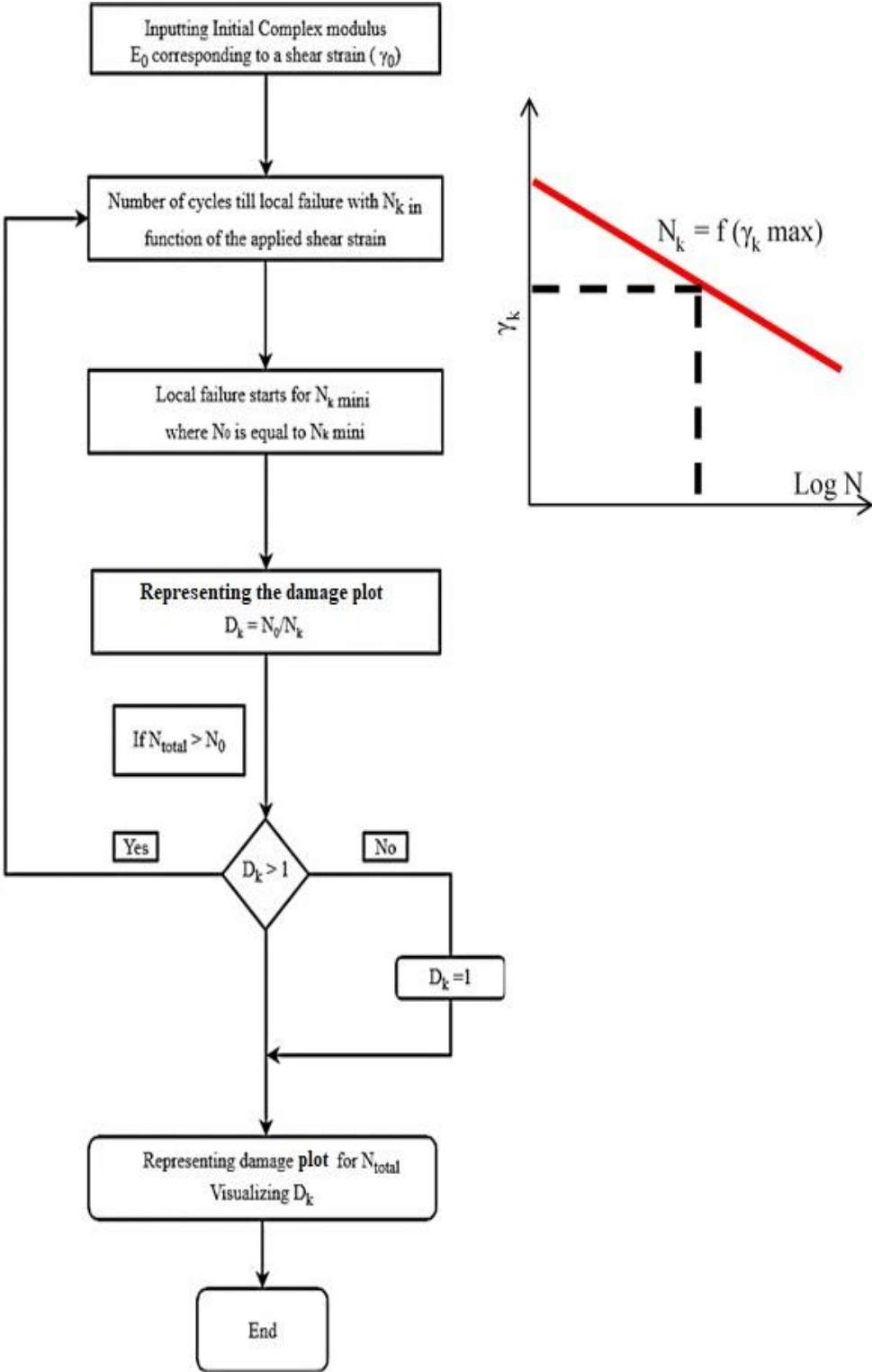


Figure III-8. Volume Damage accumulation algorithm and Wohler curve

At this point, we can hypothesize that the damage can either be dispersed in the matrix or it can be localized as seen in Figure III-9. In fact, we postulate that under recurrent solicitations, we have the birth of randomly dispersed cracks in the model. These cracks can be quantified as the damage areas.

If we consider the first premise, i.e. the damage is randomly distributed, we hypothesis that due to the presence of numerous micro-cracks, the material reaches failure. In this case, since the damage is dispersed, damages distribution affects the total volume of the studied material. Indeed, the material fails due to the numerous micro cracks in the material even though there is no coalescence of these micro-cracks. This phenomenon is illustrated in Figure III-9, where there is many micro cracks dispersed randomly in the schematic specimen.

However, a second hypothesis can be emitted. If we consider that the micro cracks are not dispersed but rather localized and thus their coalescence induces a macro crack. The latter would be the cause of material failure. In this case, to evaluate the damage distribution in the material, we have to consider the volume where the damage will localize (Figure III-9).

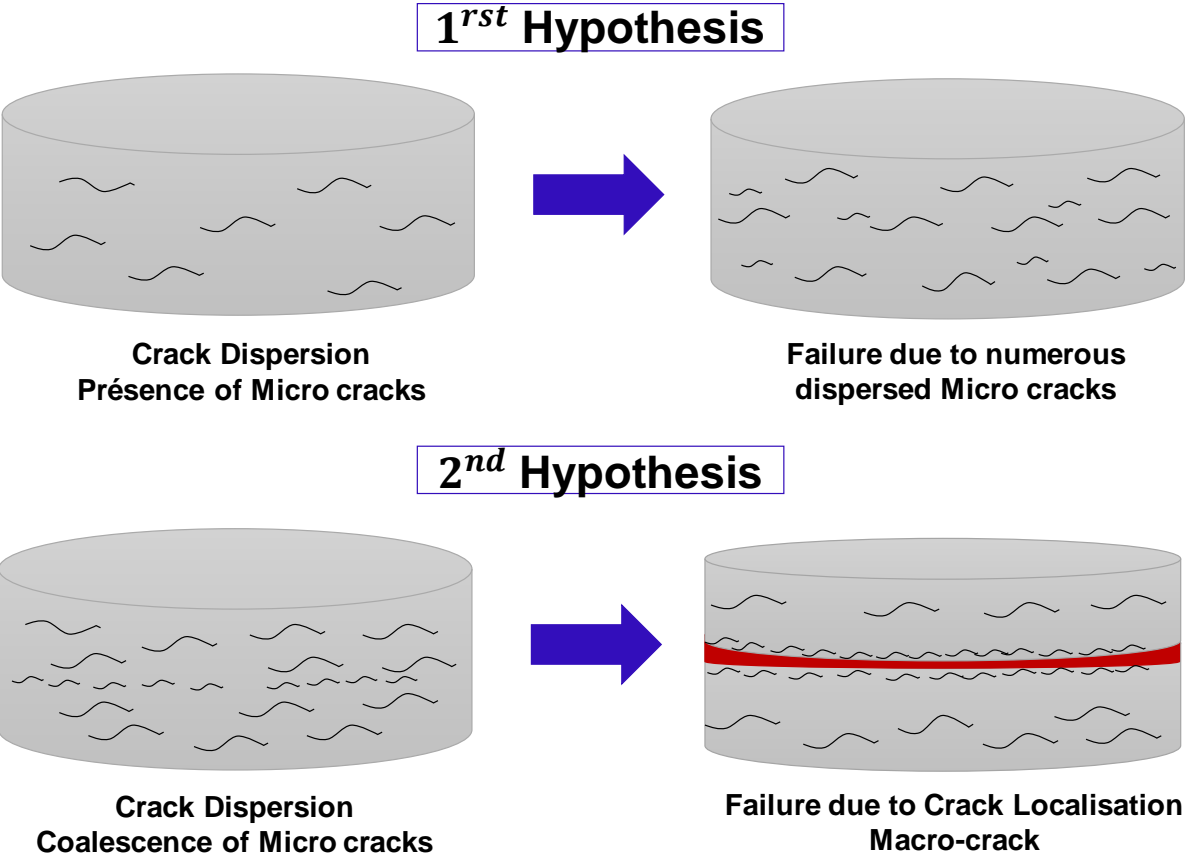


Figure III-9. Cracks' propagation

In function of the damage distribution in the model, we can adopt the hypothesis that best illustrates the damage distribution present in our simulations.

At this point, to determine the hypothesis to be adopted, we created a homogeneous model representative of Mastic 63 μm . We imposed a torque of 15 N.mm equals to a rotation of 0.7% at the upper surface. We followed the previously described steps to simulate the following model. The latter was meshed using a value of 0.1.

A schematic representation of the homogenous model can be seen in the following Figure III-10



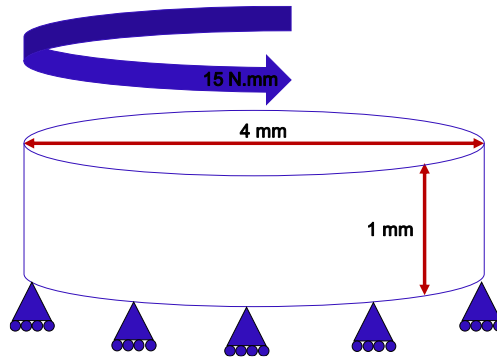


Figure III-10. Geometry and boundary conditions of the homogeneous model

We used the fatigue equation obtained experimentally (previous chapter) to estimate the damage distribution. We followed the previously detailed fatigue analysis process. The result can be seen in the following Figure III-11:

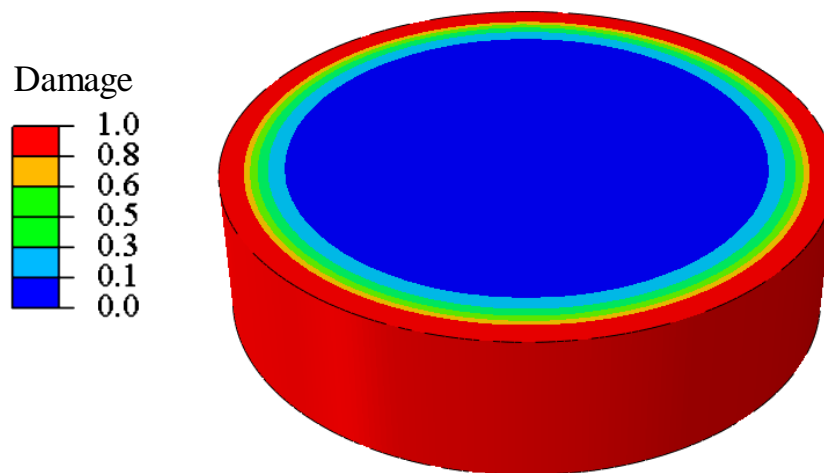


Figure III-11. Damage distribution in a homogeneous model

Based on this preliminary result, we assumed that the damage is localized and not dispersed. It is mainly located at the outer and upper lateral surfaces of the model. In fact, we can attribute this localization to the fact that our model does not take into account material's defects rather our homogeneous model presents an idealistic sample (no defects are introduced). However, damage distribution in a heterogeneous model might slightly differ since we have the presence of inclusions. They might induce high strain areas in the model mainly between neighboring inclusions.

Nevertheless, we choose to presume that the damage is concentrated in the same manner as a homogeneous model. Now, the question that rose concerns the quantification of the damage in the model. To further elaborate, since the model is broken down into numerous elements due to meshing, each element is characterized by a strain, a volume, a local service life, and finally a rate of damage.



Therefore, firstly, we determined the volume of each element constituting the studied model as seen in the following Figure III-12. The volumes of the elements are similar since the meshing of the model is homogeneous.

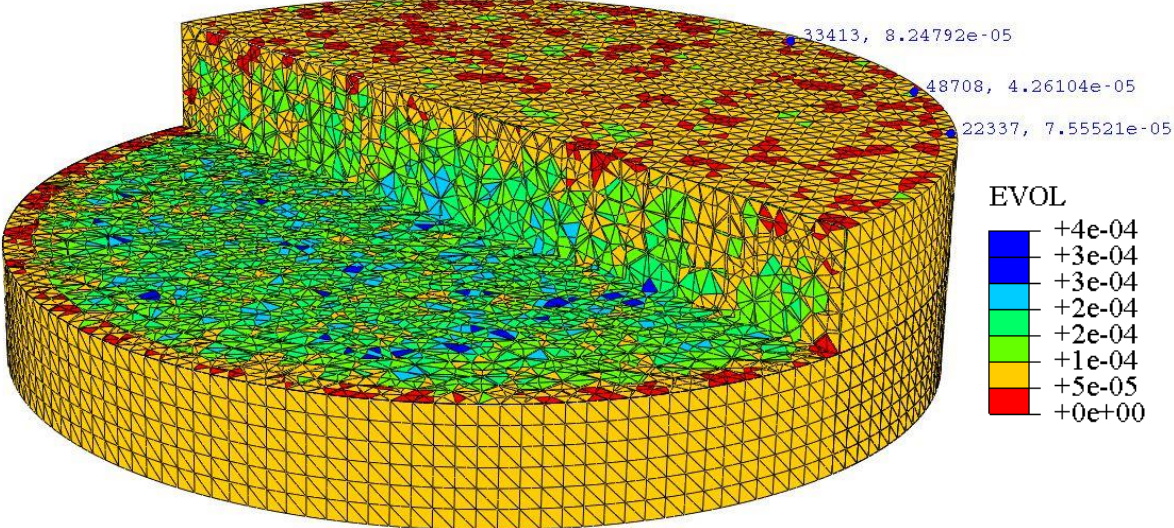


Figure III-12. Plotting the volume of the elements in a homogeneous model

Then, we determined the strain corresponding to each element of the model as seen in Figure III-13:

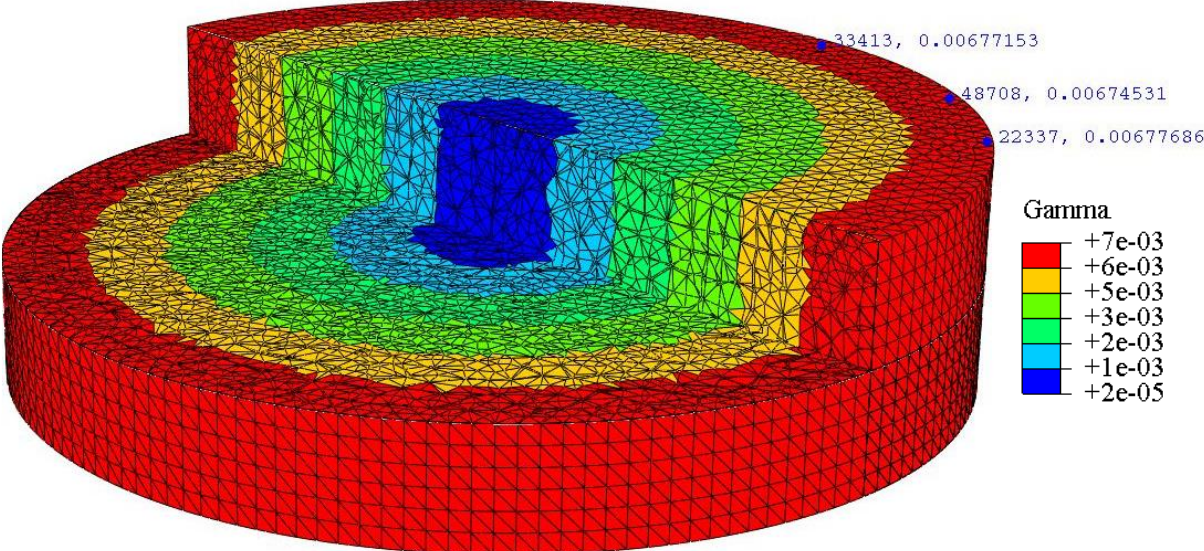


Figure III-13. Plotting the strain of the model's elements in homogeneous model

Afterward, we applied the fatigue equation to assess the local service life of each element. The result can be seen in the following Figure III-14:



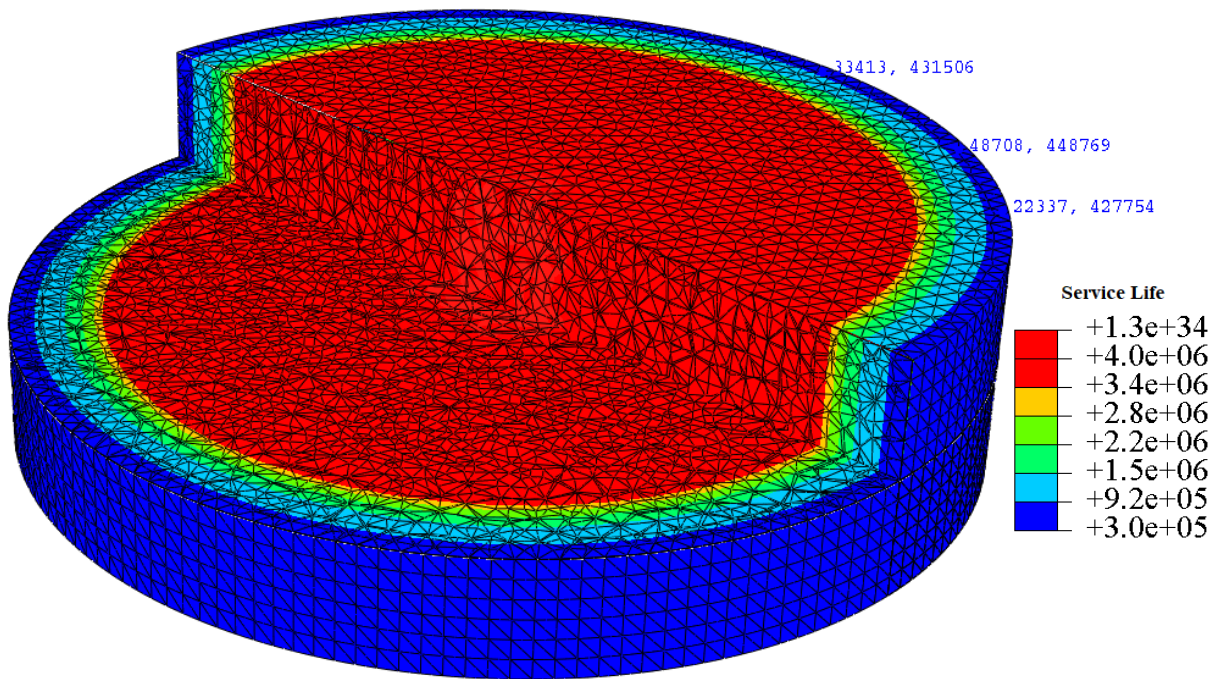


Figure III-14. Plotting elements' service life in homogeneous model

As a final step, we multiple the local damage distribution per cycle by a number of cycles (n) chosen by the operator to have the fatigue plot. This mapping (Figure III-15) will show values of the damage for n cycles (375 000, value experimentally obtained corresponding to Mastic 1) for each element of the model.

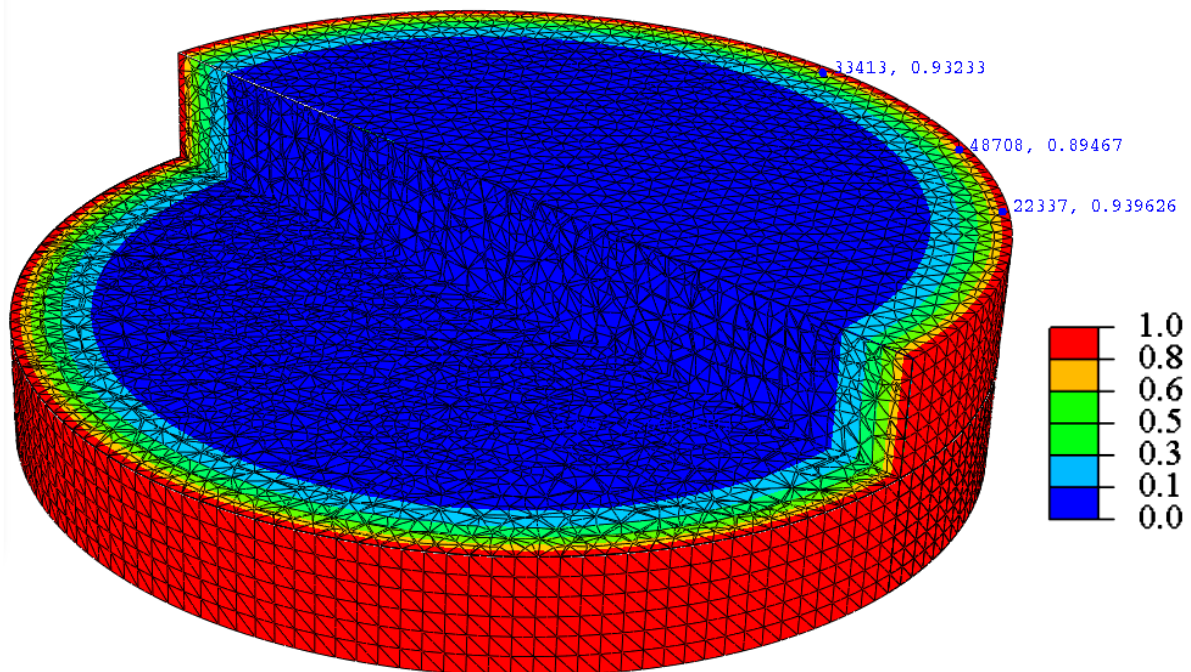


Figure III-15. D_i plot: Fatigue of a homogeneous model for a number of cycles, equals to 375 000

At this point, it is necessary to verify the validity of our damage modeling method in a heterogeneous medium. For this reason, the only scale where we can evaluate the numerical values is the mastic scale since we can compare them to the experimental results.

III.4.5. Validation and optimization of the numerical method using the Mastic Scale

We were able to model the mastic scale while respecting the fillers' gradation and volumetric filling rate. We divided the mastic scale into two successive scales, mastic 1 or mastic 63 μm, and mastic 2 or mastic 250 μm. The first one is characterized by an inclusions' volume filling rate of 31% and contains fillers less than 63 μm and the second one is made with fillers less than 250 μm and has an inclusions' volume filling rate of 40%. As seen previously, COLAS was able to test both mastics. We acquired shear modulus and fatigue results for each mastic (previous chapter).

Numerically, we managed to create a three-dimensional model of a mastic 2 specimen. This model is truly representative of the experimental test (DSR). The model was generated knowing that Mastic 2 is simply the homogenized mastic 1 with an addition of 14% inclusions between 63 μm to 250 μm (appendix 5).

In the following sections, we will go into more detail regarding the creation of the mastic model. First, we generated the granular skeleton under MOA.

III.4.5.1.1. Granular skeleton

Mastic 2 or Mastic 250 μm is characterized by inclusions ranging from 63 μm to 250 μm. Using the specific surface, the volume filling rate was computed and found equal to 40% Appendix 1. Using MOA software, a granular skeleton proper to mastic 2 was generated and then imported into ABAQUS. The granular skeleton generated in MOA consists of 14% volume filling rate. The following Table III-1 shows the percentage of each category in the generated model.



Figure III-16. Schematic representation of Mastic 2

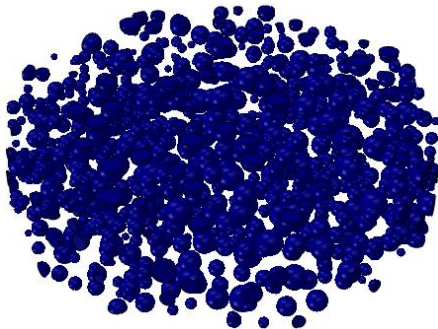


Figure III-17. Generated inclusions using MOA proper to Mastic 2

Table III-1. Fillers' volume filling rate

Fillers (D)	Volume filling rate
63μm <D≤80 μm	2 %
80μm <D≤ 125μm	4%
D < 250μm	8%



III.4.5.1.2. Conceptualizing Mastic scale using ABAQUS

In order to reduce the computation time and since we are working with small particles, Mastic models' dimensions were two times smaller than experimental specimens. The cylinder generated under ABAQUS was characterized by a 4 mm diameter and a height of 1 mm.

Using a series of Boolean operations, we generated the matrix and inclusions. These two elements constitute the mastic model. Then, the matrix's mechanical properties, experimentally obtained, were implemented into the model depending on the desired frequency or temperature. The model's lower surface was encastered, and a torsional torque was imposed on the upper surface.

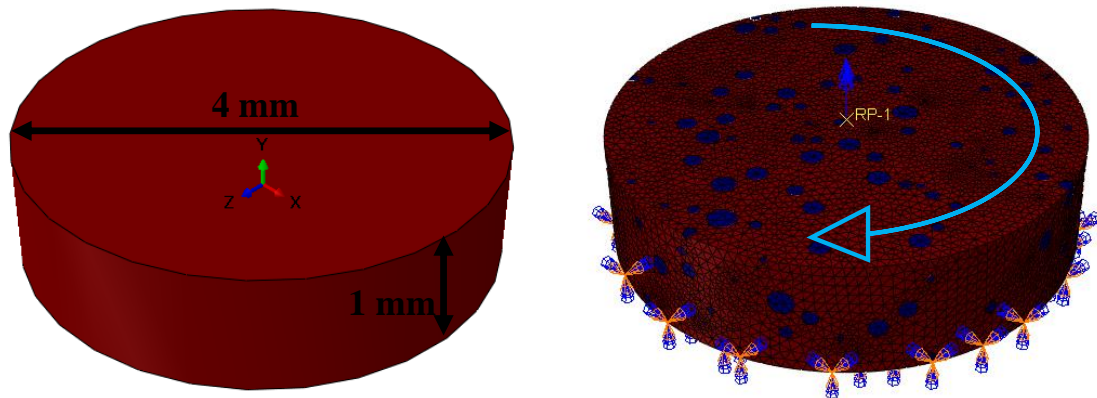


Figure III-18. Geometry, boundary conditions and meshing of Mastic 2

For fatigue testing, the torsional torque values were equal to strains of 0.4%, 0.6%, and 0.8%. Those values were chosen as they are similar to the experimental tests. Then, the meshing was done using a ten-node quadratic tetrahedral element (C3D10). As stated before, the meshing size was defined in terms of the complex modulus results. The meshing size of the inclusions was found to be equal to 0.09 and the matrix meshing size adopted was 0.08.

III.4.5.1.3. Determining the Complex Modulus

We were interested in computing the complex modulus of the mastic models since our method should be able to predict the mechanical properties of a material. This work has been validated in a previous thesis [17].

Since the thesis is about surface wearing course fatigue, we detailed in the following section, the computation of the complex modulus for the mastic at 10 °C; 10 Hz.

We consider in the following example a mastic model characterized by:

- Elastic model
- The shear complex modulus affected to the matrix of the model is equal to 163 MPa corresponding to the complex modulus of mastic 1 obtained experimentally (chapter 2)
- We imposed a torsional torque of 27 N.mm



Table III-2. Shear Modulus Computation

1. $\tau = \frac{T}{J} * R = \frac{27}{25} * 2 = 2 \text{ MPa}$
2. $\gamma = \frac{R\theta}{h} = \frac{2 * 0.004}{1} = 0.008$
3. $G^* = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{2}{0.008} = 250 \text{ MPa}$

This value corresponds to that obtained experimentally (chapter 2). We found a difference of less than 1%. In addition, we computed numerically the shear complex modulus for various temperatures (-10; 0; 10) and frequencies (0.3; 1; 10). We used the same procedure as before. The only varying parameter was the initial matrix shear modulus value (see chapter 2) implemented into ABAQUS. We compared our results to the ones obtained experimentally as seen in the following Figure III-19:

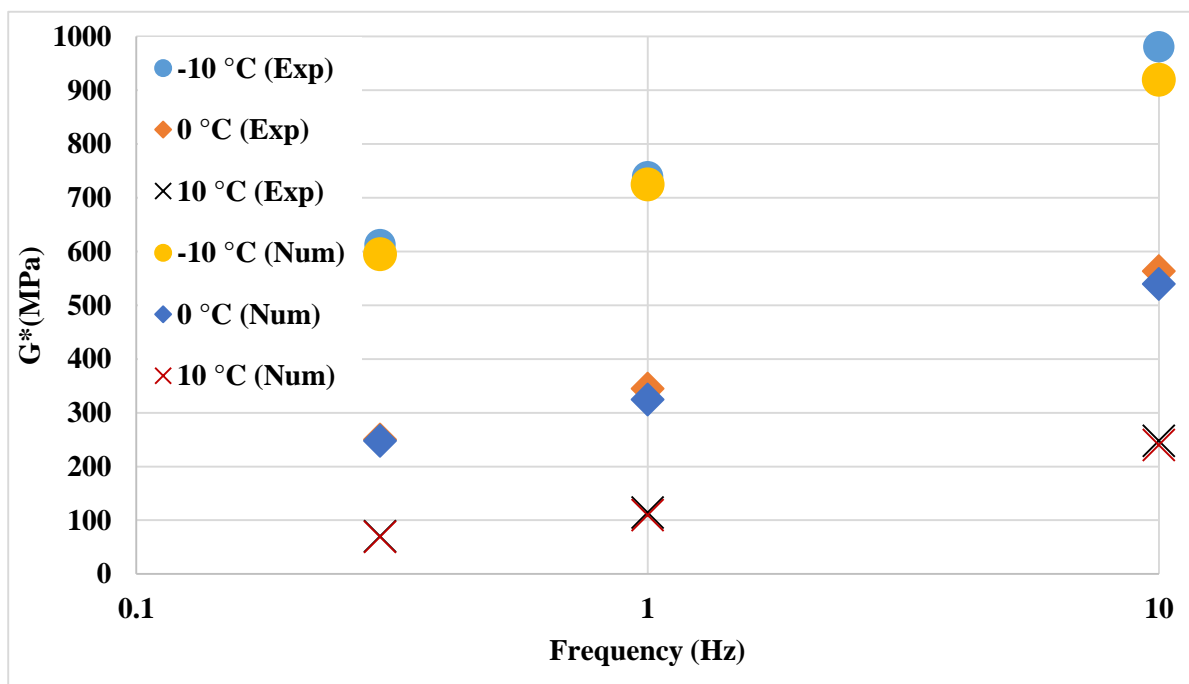


Figure III-19. Shear Modulus Results (Experimental versus Numerical)

We can conclude that our numerical model is capable of predicting the shear complex modulus of mastic 2. We did not notice any significant difference. The discrepancy amounts to less than 10% for all frequencies and temperatures.

III.4.5.1.4. Validating the fatigue methodology

Similarly, to the homogeneous model, we used the previously described damage analysis methodology to determine the fatigue of mastic 2. Therefore, in the following section, we detailed the application of the methodology on a model representative of mastic 2 and for a moment of 27 N.mm equivalent to a rotation of 0.8%

Step 1. Defining the initial fatigue equation to be used.

Using the experimental fatigue results provided, we derived a fatigue equation proper to mastic 1. For simplicity's sake, to derive the fatigue equation we considered average values regarding the number of cycles at each strain amplitude.



$$\gamma = 0.042 * Nf^{-0.144} \text{ Equation III-22}$$

Step 2. Computing the volume of each element

Since to model the mastic we included inclusions, ABAQUS automatically refined in the vicinity of the aggregates the meshing. Therefore, to increase the accuracy of our findings we included the volume of the elements in our analysis as seen in the following Figure III-20:

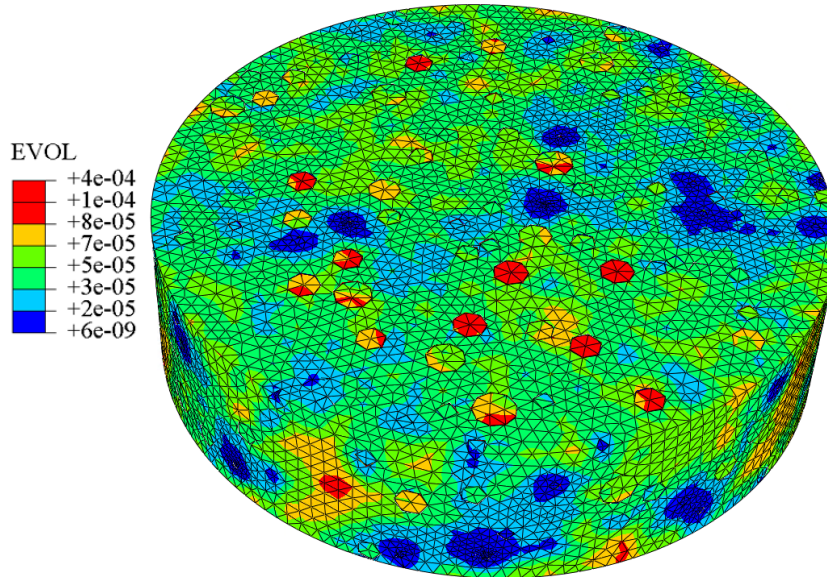


Figure III-20. Volume distribution

Step 3. Plotting the distribution of gamma local

Using ABAQUS, we plotted the gamma distribution of the model as can be seen in the following Figure III-21:

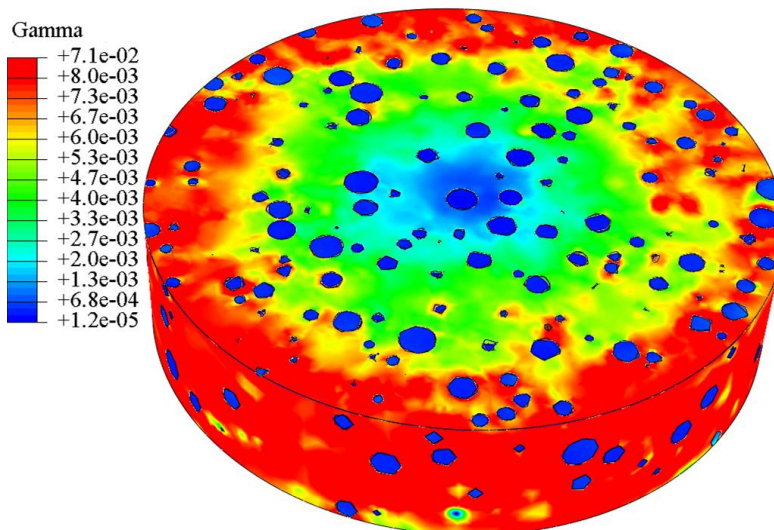


Figure III-21. Gamma distribution

Similarly, to the homogeneous model, we noticed high strain concentration at the upper, lower and lateral surfaces of the model as well as we in between neighboring aggregates, since it is a heterogeneous model. The strain progressively lessens as it gets closer to the core of the model (varying in color from red to blue). The inclusions are subjected to low strain (blue)



zones). They were little or none affected by the torque imposed at the upper surface of the model. This result is logical since the elastic modulus of the inclusions is 72 times greater than the complex modulus of the mastic (computed in the previous section).

In addition, as an example, let's consider the model above having an equivalent global strain of 0.8%, the local strain computed amounted to 7%. It can be noted that local gamma is almost nine times greater than the imposed strain (7%/ 0. 8%). This increase results from the ratio of the local strain over the global strain. This observation is valid for any imposed torque value.

Step 4. Plotting the local service life per cycle

Then, we computed the local service life per cycle for each element of the matrix as presented in the below Figure III-22. We excluded the inclusions from our analysis.

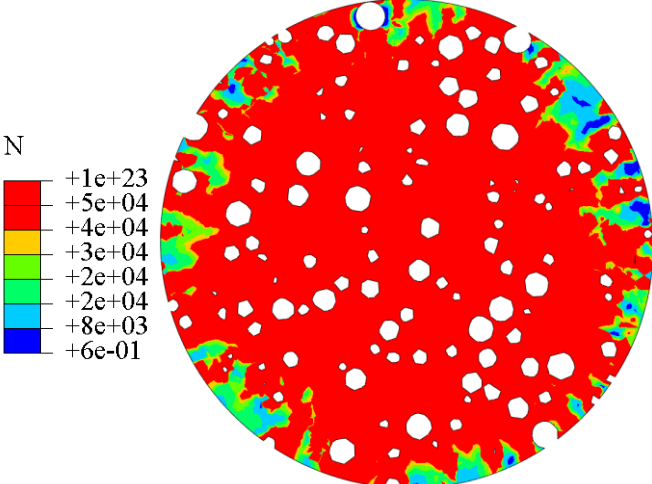


Figure III-22. Local service life per cycle distribution

We can note that we have low service life cycles at the outer radius of the model and the closest we get to the inner radius, the greater the number of cycles. This plot is coherent with the gamma distribution in Figure III-22.

Step 5. Plotting the local damage distribution per cycle

Next, we computed the local damage distribution per cycle for each element. The result can be visualized in the following Figure III-23:

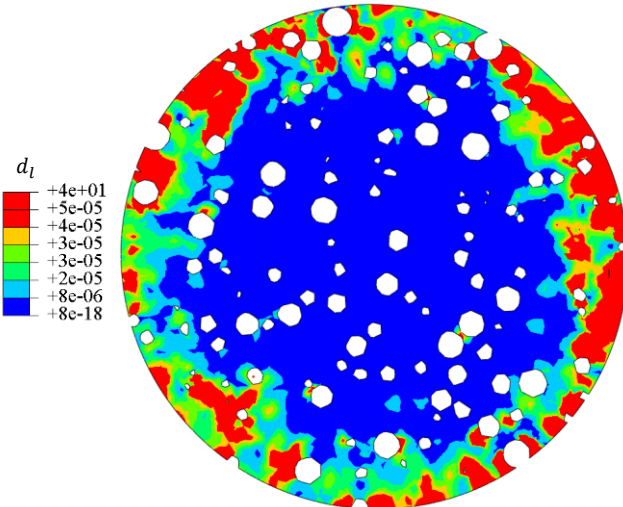


Figure III-23. Local damage distribution per cycle



We can notice that most elements located at the upper and lateral surfaces are more damaged than those at the core of the model. Elements in red reached failure quicker than those in blue. This is in line with the strain results described above. Elements under high strain will be the first to reach a damaged state.

Step 6. Plotting local damage distribution for n cycles or D_l

At this point, we had to rely on the experimental fatigue results of mastic 1 to define an order of magnitude corresponding to the number of cycles (n) to be considered for analysis. The numbers for a rotation of 0.8% can be found in appendix 6. We varied (n) and computed the local damage value for every element. In the following Figure III-24, we can see the damage distribution for various (n) cycles.

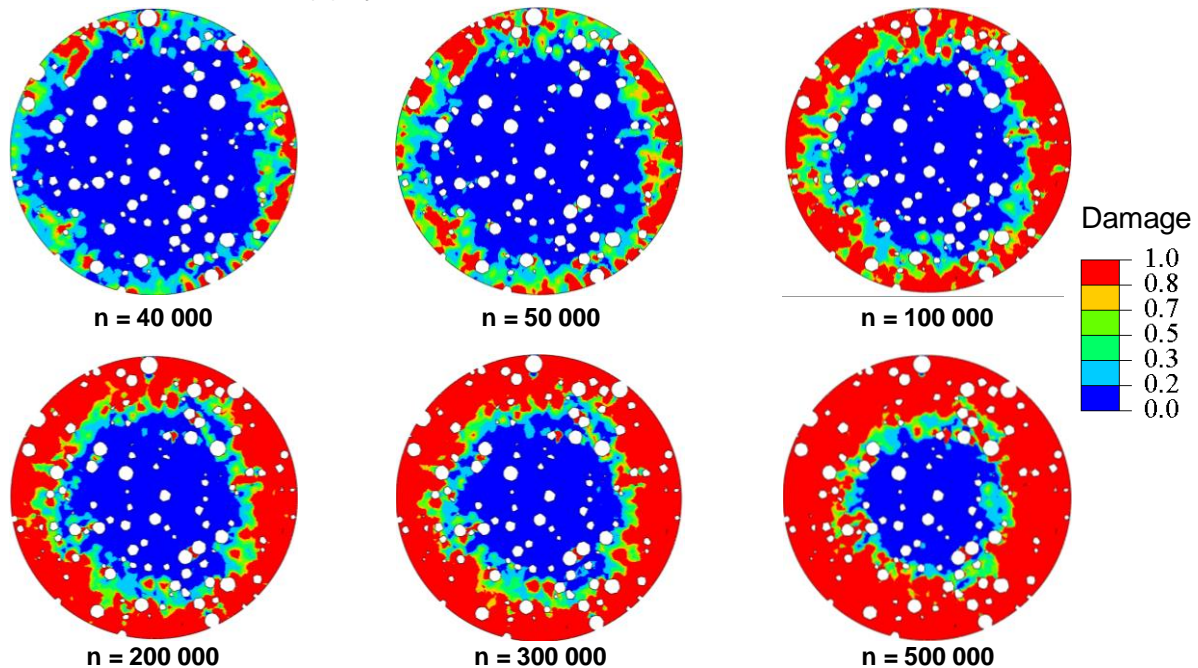


Figure III-24. Damage evolution in function of (n)

Step 7. Computing the Global damage (D_G):

Since we are no longer dealing with a homogeneous model, we added one more step to our methodology to define the service life. We had to shift from the notion of D_l to the notion of D_G . Experimentally, we consider a material has reached failure when half of the initial value of its complex modulus was attained [196]. Numerically, we reasoned based on the damage density. We took into consideration two parameters

1. The local damage (D_l): we define this parameter as the local damage for n cycles. The values of D_l ranges from 1 (element has completely failed) to 0 (element is undamaged). We chose to consider the following values for analysis 1;0,7;0.6 and 0.5.
2. We based the second parameter (D_G) on the sum of the elements' volume.

Previously, we assumed that the damage distribution is localized in the models. Therefore, we had to determine two different volumes.



- V_f : volume of elements at failure characterized by a damage value greater or equal to 1

$$V_f = \sum_{k=1}^{N_f} v_k \text{ for } D_l \geq 1 \text{ Equation III-23 With}$$

- $v_k = \text{Volume of the } k^{\text{th}} \text{ element ;}$
- $N_f = \text{Elements' number with } D_l \geq 1$

- V_l : volume of elements that have a damage value less than 1.

$$V_l = \sum_{j=1}^{N_l} v_j \text{ for } D_l < 1 \text{ Equation III-24 with}$$

- Critical local damage or element's damage that reached a critical threshold (0.7; 0.6 ; 0.5)
- $v_j = \text{Volume of the } j^{\text{th}} \text{ element } D_l \geq D_{l\text{critical}} ;$
- $N_l = \text{Elements' number with } D_l > D_{l\text{critical}}$

Then, we were able to compute the value of D_G for every chosen n cycle using the following equation:

$$D_G = \frac{V_f}{V_l} \text{ Equation III-25}$$

We applied the steps to the mastic model. We computed V_f ; V_l **and** D_G for the different rotation values 0.4%, 0.6% and 0.8%. The following results pertain to a rotation value of 0.8%.

The following Figure III-26 presents the sum of the damaged volume elements with $D_l \geq 1$; $D_l \geq 0.7$; $D_l \geq 0.6$ and $D_l \geq 0.5$. The total volume of the model is equal to 12.57 mm³. If we consider a number of cycles equal to 500 000 and a $D_l \geq 0.7$, we notice that the damaged volume corresponds to 60% whereas for a $D_l \geq 0.5$ the damaged volume corresponds to 68% of the whole model. Now, if we consider a number of cycles equal to 40 000, for a $D_l \geq 0.7$, and $D_l \geq 0.5$, we can note that the damaged volume is equal to 1% and 2% respectively. At a low number of cycles, the volume damage is quite similar independently of the chosen D_l . However, at a high number of cycles, the damage volume increases significantly with the local damage threshold decrease.



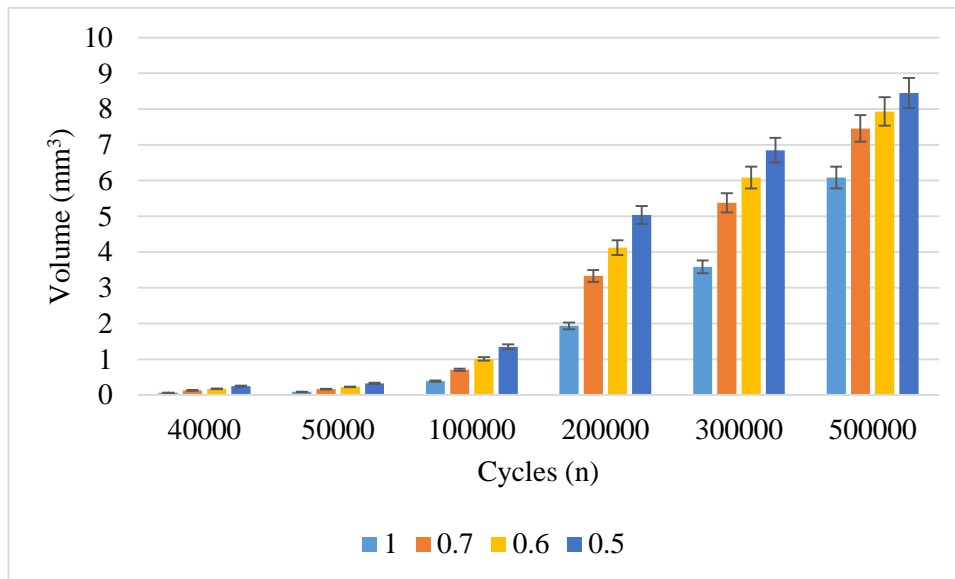


Figure III-26. Histogram presenting the sum of the elements' volume characterized by a local damage of 1; 0.7; 0.6 and 0.5.

Once we were able to identify the value of V_l and V_f , we were able to present the number of cycles (n) in function of the local and global damage as can be seen in the following Figure III-25

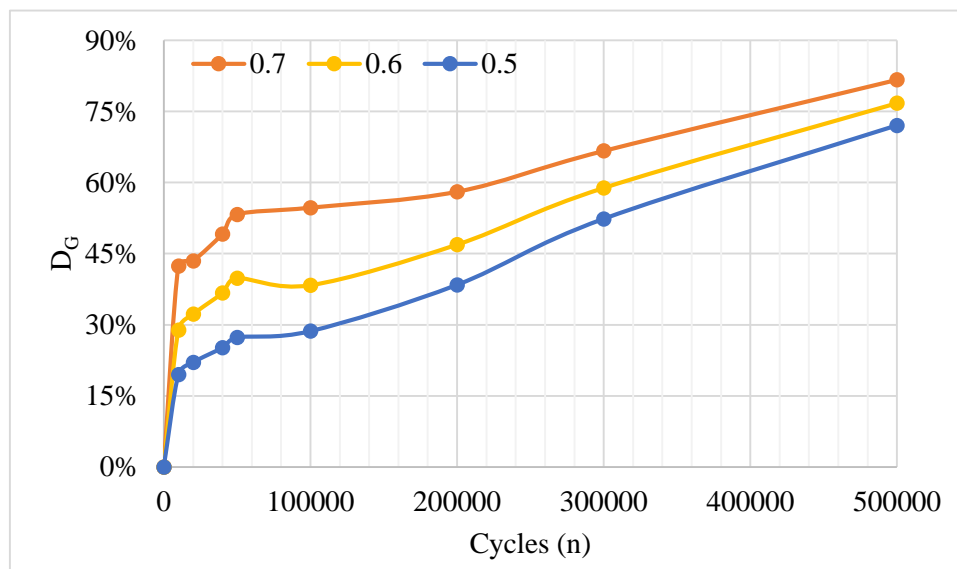


Figure III-25. Global damage variation in function of n cycles and local damage

To be able to compare with the experimental results, we decided to fix the global damage to 50%. This means that we consider that the model has reached failure when the ratio of the sums of elements' volume (V_f over V_l) is equal to 0.5. However, the question arises as to which D_l should be chosen to be able to determine the service life (N_G) of the studied bituminous mix. As we said before, numerically we do not consider inherent defects in the material rather we consider that the damage induces micro-cracks that will turn into micro-cracks leading to material failure. However, experimentally, materials are prone to being defective (presence of micro-cracks), which will lead to premature failure. Therefore, numerically, we have to be severe when analyzing the obtained results. This is why we decided to vary the local damage by considering that failure might be reached for values of 0.5; 0.6 and 0.7.



Step 8. Determining the global service life of the model (N_G).

To be able to compare the experimental values of the service life N_G to the numerical ones, we had to draw the fatigue curves proper to the studied material. To do so, we determined the number of cycles at failure for several strains (γ) and various D_l as seen in the following Figure III-27.

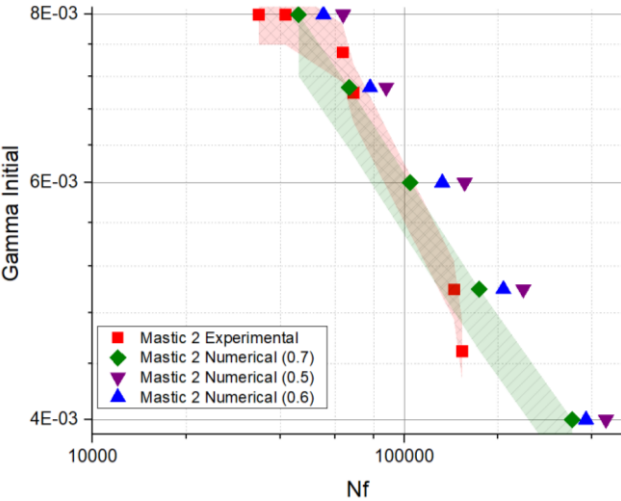


Figure III-27. Experimental and Numerical Fatigue curves of Mastick 2

Each point on the curves corresponds to a number of cycles at failure for a given strain. These points are plotted in a log-log graph. We compared the numerical results to the experimental ones, we noticed that if we consider a D_l of 0.7, the numerical results matched the experimental ones and as said before numerically we have to be severe and consider that the model reaches failure for local damage of 0.7. The fatigue equations of the curves can be found in the following Table III-3.

Table III-3. Fatigue Equations

Scale	Fatigue Equation
Mastic 1	$\gamma = 0.04 * Nf^{-0.14}$
Mastic 2 Experimental	$\gamma = 0.34 * Nf^{-0.35}$
Mastic 2 Numerical (D _l ≥ 0.7)	$\gamma = 0.33 * Nf^{-0.35}$
Mastic 2 Numerical (D _l ≥ 0.6)	$\gamma = 0.37 * Nf^{-0.35}$
Mastic 2 Numerical (D _l ≥ 0.5)	$\gamma = 0.38 * Nf^{-0.35}$

We found out that the slope values of the numerical equations are quite similar and the difference between them relates to the shift factor.



III.4.5.1.5. Conclusion

When we compared the numerical results to the experimental ones we came up with these conclusions regarding our methodology:

- The numerical methodology is capable of predicting the shear complex modulus. There was no great discrepancy between experimental and numerical results.
- According to the following Figure III-27, we decided which D_l value to choose
- The global damage (D_G) is equal to 50%
- The best value to consider for local damage (D_l) is equal to 0.7
- Adding 14% of inclusions modified the slope of the fatigue equation implemented into ABAQUS.
- Fatigue distribution in the heterogeneous model is similar to the homogeneous one.
- The same methodology was applied for the mortar and Asphalt scale.

The following Figure III-28 summarizes the fatigue equations for mastic 2 experimental and numerical as well mastic 1 experimental.

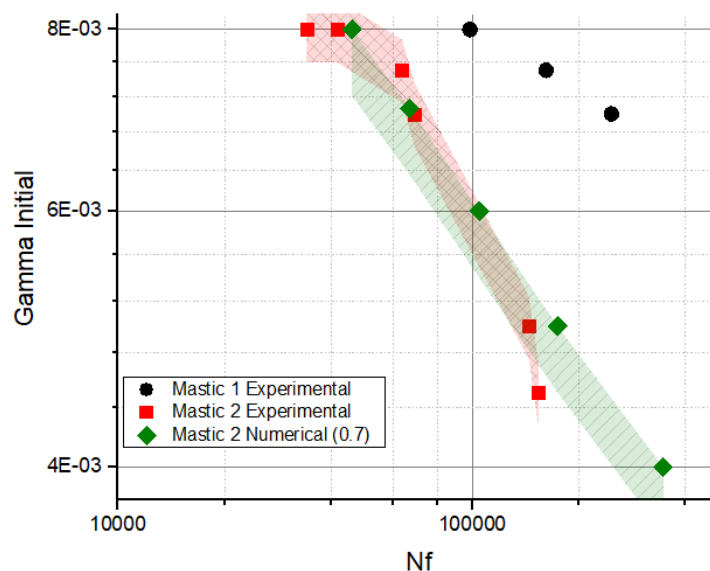


Figure III-28. Summary of the Mastics' results

III.4.6. Application of the elaborated numerical method

As we validated our numerical fatigue methodology using the mastics, we applied the same procedure to the following scale: the mortar. In the following section, we will detail the creation of the model, application of the methodology, and the ensuing results.

III.4.6.1. Mortar Scale Modeling

Once the mastic scale was modeled, we were capable of numerically representing the succeeding scale: the mortar scale. Modeling this heterogeneous biphasic scale requires the



results of the previous one (Mastic 2). The matrix of the model is the homogenized mastic with the addition of 47% inclusions ranging from 0.25 mm to 2.5 mm.

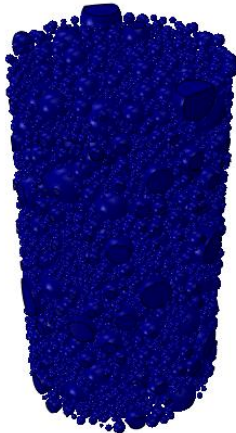


Figure III-29. Generated inclusions using MOA proper to the Mortar

III.4.6.1.1. Granular skeleton

The volume filling rate corresponding to this scale was computed. It was found to be equal to 47%. Then, the volume filling rate of each category was calculated. The composition of the granular skeleton is presented in the following Table III-4.

Table III-4. Aggregates' composition of the Mortar

Categories	Volume filling rate (%)
250 μm ≤ x < 0.5 mm	2,5
0.5 mm ≤ x < 1 mm	9,9
1 mm ≤ x < 2 mm	14,8
2 mm ≤ x < 2.5 mm	19,7
Total	46,9

These values were inputted into MOA to create the corresponding granular skeleton with respect to the volume filling rate.

III.4.6.1.2. Modeling Mortar scale using ABAQUS

According to Tehrani et al, the models' dimensions should be equal to five times the biggest inclusion dimension [17], [197]. Regarding Mortar's model, the diameter of the container adopted is 12.5 mm and has a height of 22.5 mm.



Afterwards, the granular skeleton generated under MOA was imported into ABAQUS. After numerous Boolean operations, we were able to derive a matrix and the inclusions. Then, the matrix's mechanical properties at 10°C and 10 Hz, experimentally obtained, were implemented into the model. We considered the same boundary conditions as for mastic's model. Meaning, the lower surface was fixed (encastered) and a torsional torque was applied on the upper surface. Since we do not have experimental data concerning the amplitude of the torque to be applied, we chose to impose values of torsional torque equivalent to 0.1%, 0.25%, and 0.5%. Next, the meshing size of the inclusions was found to be equal to 0.9 and the matrix meshing size adopted was 0.8.

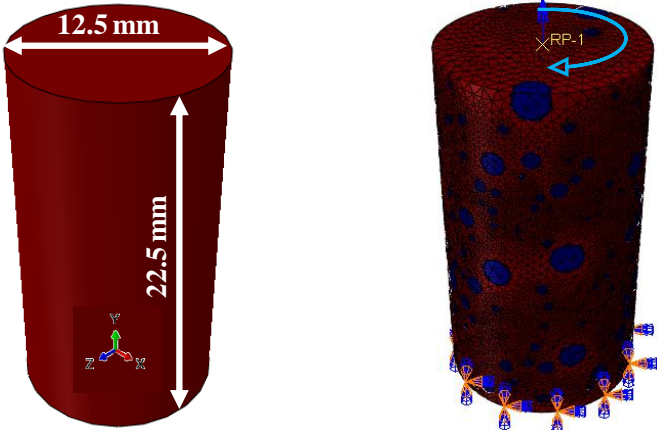


Figure III-30. Geometry, boundary conditions and meshing of Numerical Mortar

III.4.6.1.3. Determining the Complex Modulus

The following step is a key point to transition from mortar to asphalt scale since we do not have any experimental results. In the preceding section, we showed the validity of our methodology concerning the determination of the shear complex modulus. Therefore, we applied the same process in order to determine the shear complex modulus of the mortar scale at 10°C; 10 Hz. In order to do so, we imparted our model with the following characteristics:

- Elastic model
- The shear complex modulus affected to the matrix of the model is equal to 250 MPa corresponding to the complex modulus of mastic 2 obtained experimentally (chapter 2)
- We imposed a torsional torque of 131 N.mm

Table III-5. Shear Modulus Computation

1. $\tau = \frac{T}{J} * R = \frac{131}{2397} * 6.25 = 0.34 \text{ MPa}$
2. $\gamma = \frac{R\theta}{h} = \frac{6.25 * 7.4 * 10^{-4}}{22.5} = 2 * 10^{-4}$
3. $G^* = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{0.34}{2 * 10^{-4}} = 1653 \text{ MPa}$

We will implement the shear complex modulus computed in the following scale i.e. the HMA scale.

III.4.6.1.4. Determining numerically the fatigue

We applied the previously detailed methodology to the mortar scale, we detailed the application of our methodology on a model representative of the mortar and for a moment equivalent to a rotation of 0.5%.

Step 1. Defining the initial fatigue equation to be used.

Using the experimental fatigue results provided, we derived a fatigue equation proper to mastic 2.

$$\gamma = 0.34 * Nf^{-0.35} \text{Equation III-26}$$

Step 2. Computing the volume of each element

As stated before, the mortar scale is characterized by 47% of inclusions and since ABAQUS automatically refines the meshing in the vicinity of the aggregates we computed the volume of the elements of the model as we can see in the following Figure III-31

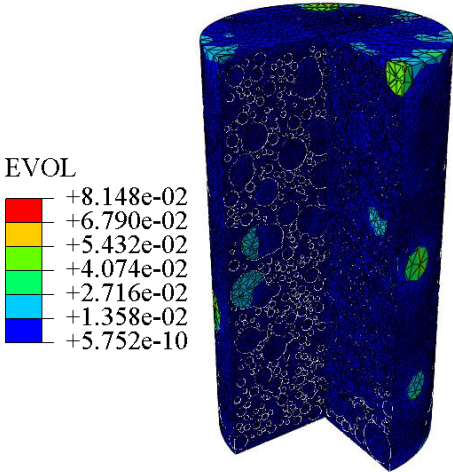


Figure III-31.Element Volume

As we can see since the inclusions were meshed rougher than the matrix, their volume is more important. The volume of the matrix elements is almost uniform.

Step 3. Plotting the distribution of gamma local

We plotted the gamma distribution of the model as can be seen in the following Figure III-32:

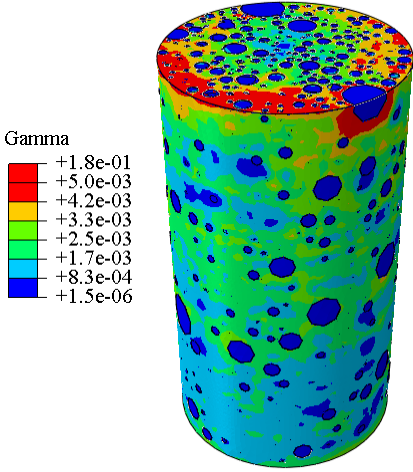


Figure III-32. Gamma distribution



We noticed high strain concentration at the upper surface of the model. This strain progressively lessens as we get closer to the core of the model and as we go further away from the top (varying in color from red to blue). The inclusions are subjected to low strain (blue zones). We also noted that the local strain is greater than the global strain and that for any imposed torque value.

Step 4. Plotting the local service life per cycle

Then, we computed the local service life per cycle for each element of the matrix as presented in Figure III-33 below. We excluded the inclusions from our analysis.

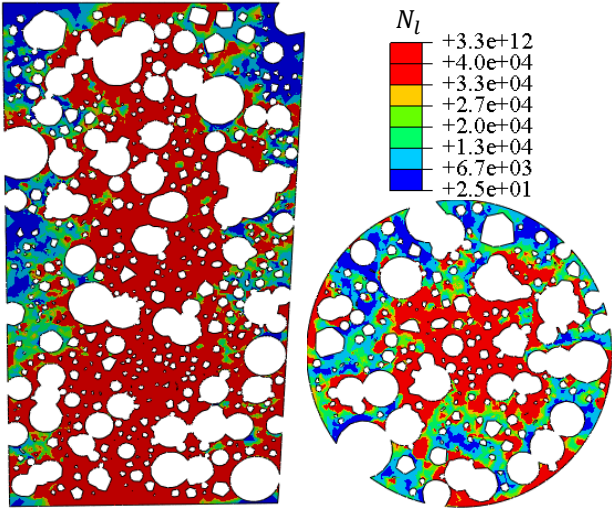


Figure III-33. 2D cuts in the y and x axes presenting local service life per cycle distribution

The core of the model is characterized by a high value of local service life whereas where we had high strain, the local service life value is smaller.

Step 5. Plotting the local damage distribution per cycle

Next, we computed the local damage distribution per cycle for each element. The result can be visualized in the following Figure III-34:

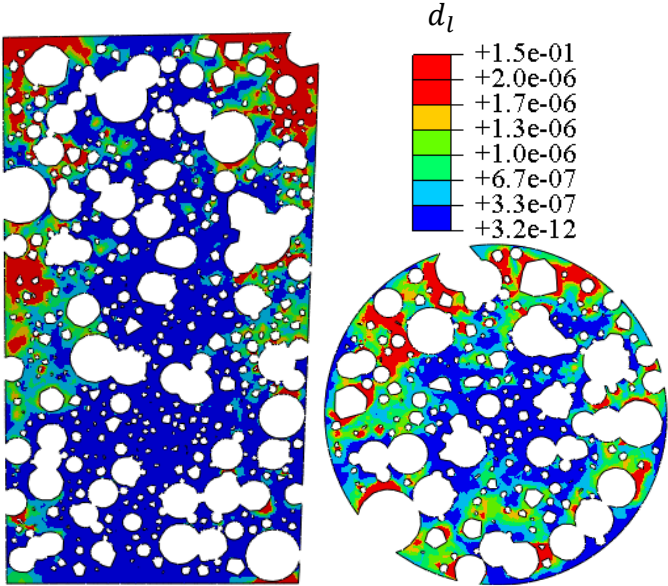


Figure III-34. 2D cuts in the y and x axes presenting local damage distribution per cycle

We can notice that elements located at the lateral surface are more damaged than those at the core of the model. Elements in red reached failure quicker than those in blue. This is in line with the strain results described above. As stated before, elements under high strain will reach the first damage state.

Step 6. Plotting local damage distribution for n cycles or D_l

By varying (n), we computed the local damage value for every element. In the following Figure III-35, we can see the damage evolution in function of n cycles.

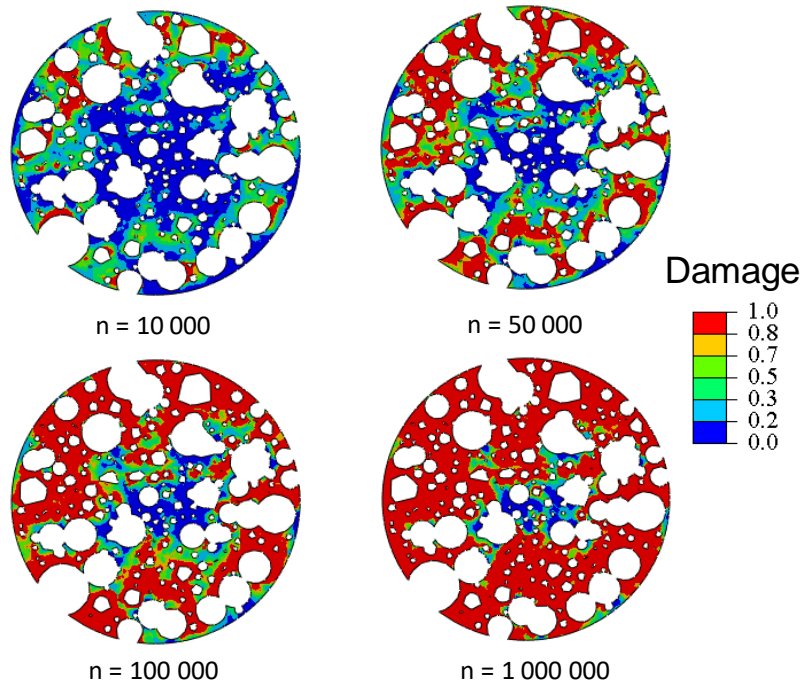


Figure III-35. Damage evolution in function of (n)

Step 7. Computing the Global damage (D_G)

Reasoning based on the damage density and based on the results found in the mastic scale, we fixed the following parameters as such

1. The local damage (D_l): we define this parameter as the local damage for n cycles. The value of D_l was chosen to be 0,7 (Similar to our findings at the mastic scale).
2. We based the second parameter (D_G) on the sum of the elements' volume. We hypothesized that it is equal to 50%.

To represent the damage in our model, we computed V_f and V_l for the different rotation values 0.5%, 0.25% and 0.1%. The following results pertain to a rotation value of 0.5%. The following Figure III-36 presents the sum of the damaged volume elements with $D_l \geq 1$; $D_l \geq 0.7$; $D_l \geq 0.6$ and $D_l \geq 0.5$. The volume of our model is equal to 2761 mm³.



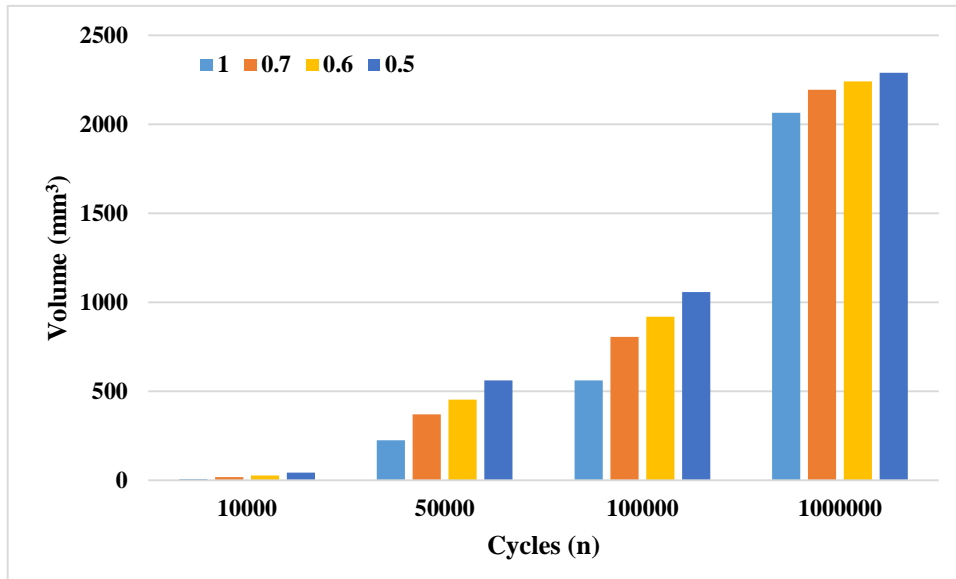


Figure III-36. Histogram presenting the sum of the elements' volume characterized by a local damage of 1; 0.7; 0.6 and 0.5

The damage volume density is quite similar independently of the chosen D_l for any chosen number of cycles (n). Once we were able to identify the value of V_l and V_f , we were able to present the number of cycles (n) in function of the local and global damage as can be seen in the following Figure III-37. We considered that the model has reached failure when the ratio of the sums of elements' volume (V_f over V_l) is equal to 50%.

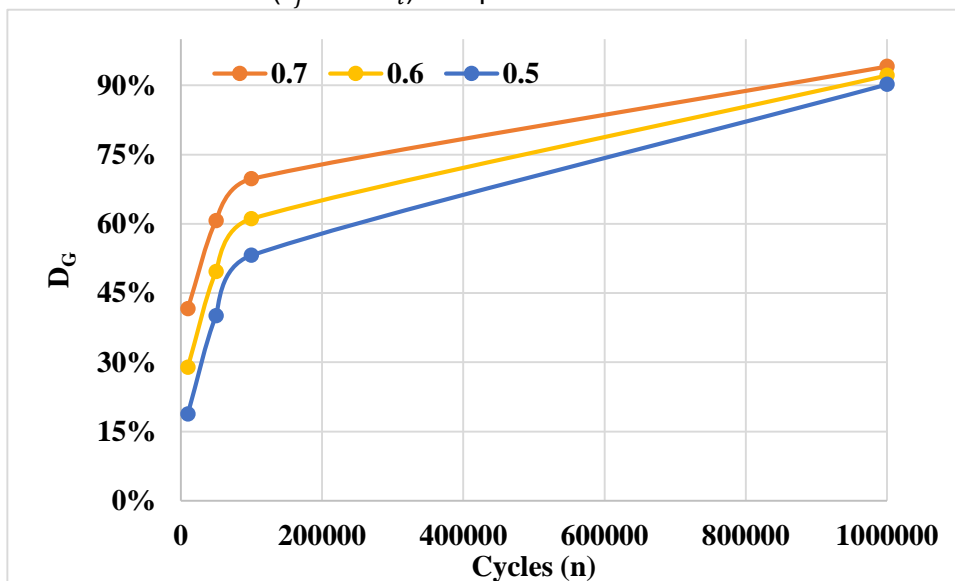


Figure III-37. Global damage variation in function of n cycles and local damage

Step 8. Determining the global service life of the model (N_G).

Since the mortar scale is a purely numerical step, we could not compare the numerical results to experimental ones. We created this phase to be able to transition to the asphalt scale. We drew the fatigue equation corresponding to the mortar by determining the number of cycles at



failure for several strains (γ) and for $D_l \geq 0.7$ as seen in the following Figure III-38. Each point of the curves corresponds to a number of cycles at failure for a given strain.

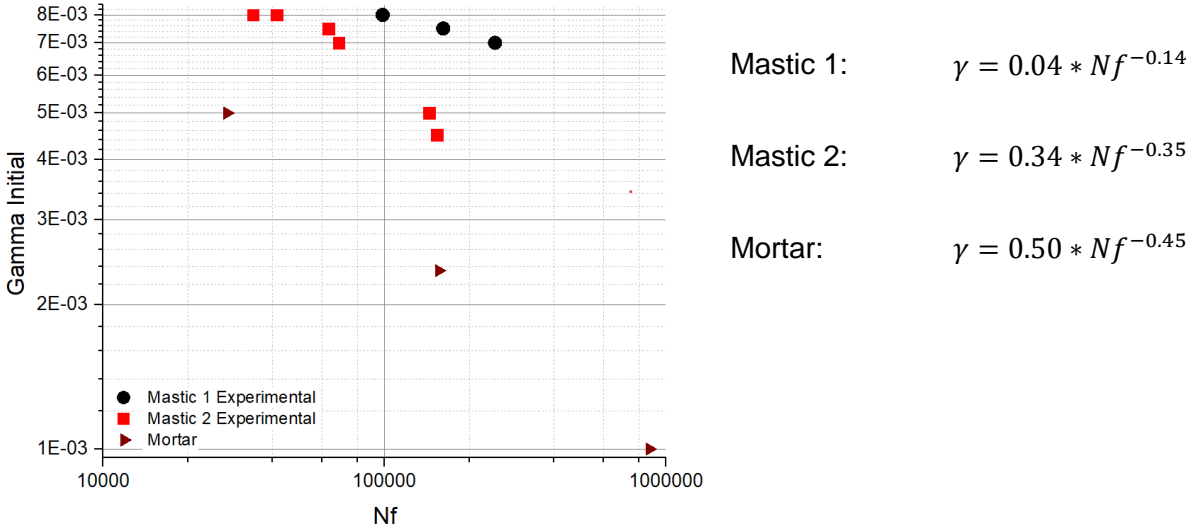


Figure III-38. Fatigue curves of the experimental mastics and the numerical mortar

We can notice that the curves seem to be parallel to each other and the slope seems to be conserved while transitioning from one scale to another.

III.4.6.2. Asphalt Scale Modeling

Finally, we were able to model the HMA scale using the previously acquired data. The asphalt that is being modeled consists of porous asphalt. Meaning that a third element was added to the model: the voids. Thus, we have a tri-phasic heterogeneous model represented by a matrix, inclusions, and voids. The matrix is simply the homogenized mortar previously evaluated. The inclusions range from 2.5 mm to 8 mm and constitute a 49% volume filling rate. Lastly, the voids' dimensions were measured on actual samples and found to be around 4 to 5 mm in diameter.

III.4.6.2.1. Inclusions' generation

Under MOA, two sets of inclusions were generated. The first one corresponds to the granular skeleton whereas the second one consists of the voids network. After modeling the previous scales, 49% of aggregates remain to be created. Thus, the volume filling rate of different particles category was computed. The results are presented in the following Table III-6.

Table III-6. Aggregates' composition of a Porous Asphalt (Rugosoft)

Categories	Volume filling rate (%)
2.5 mm ≤ x < 4 mm	18
4 mm ≤ x < 6.3 mm	26
6.3 mm ≤ x < 8 mm	5
Total	49



Since it is a porous asphalt, voids should also be considered as an element to generate. Therefore, under MOA, a void network was created for a volume filling rate of 20% (corresponding to the composition of Rugosoft) with inclusions between 4 and 5 mm. For simplicity's sake, since a negligible percent exists between 6.3 mm and 8 mm, we considered the biggest inclusions' dimension to be 6.3 mm.

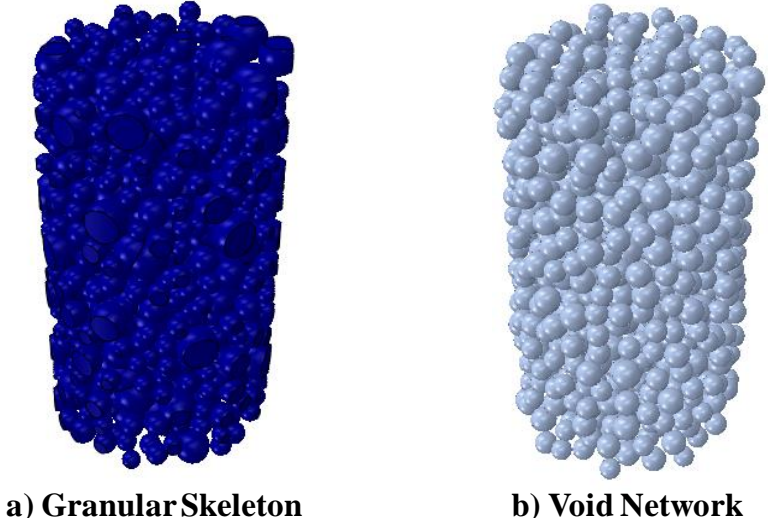


Figure III-39. Generated inclusions using MOA proper to the HMA

III.4.6.2.2. Modeling HMA scale using ABAQUS

In order to accurately represent the asphalt scale, the dimension of the model should be equal to five times the biggest inclusion diameter[17], [197]. Therefore, the adopted cylinder's dimensions were 32 in diameter and 57 in height. Then, the generated inclusions (aggregates and voids network) were imported into ABAQUS. Boolean operations were carried out to obtain a porous matrix and inclusions. Porous matrix's properties were calculated from the previous scale. Its values were temperature and time-dependent. Regarding boundary conditions, we emulated a torsional test using MTS (previous chapter). Therefore, the lower surface was fixed and a torsional torque was imposed on the upper surface of the model. The values of the torsional torque were similar to that imposed experimental. Thus, the torsional torques applied were equivalent to strains' values of 0.02% to 0.04%. Lastly, the meshing size of the inclusions was set equal to 2 and the matrix meshing size adopted was 1.

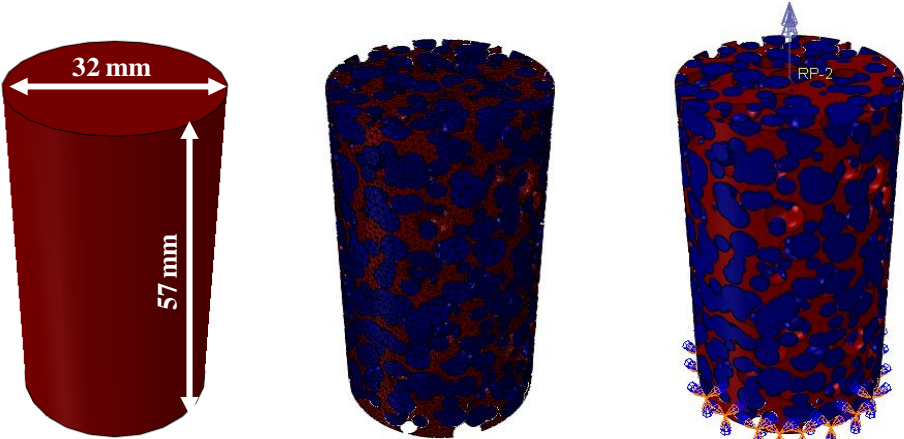


Figure III-40. Geometry, boundary conditions and meshing of HMA

III.4.6.2.3. Determining the Complex Modulus

To verify our procedure and before we go any further, we determined the shear modulus of the HMA scale. Fortunately, we can compare the numerical results to the experimental ones. The value of G^* that interests us the most is at 10°C and 10 Hz. Applying the same methodology as before, we computed this parameter. Therefore, using the results obtained previously at the mortar scale, we attributed the value of 1653 MPa to the model’s matrix. It corresponds to the shear modulus of the mortar scale previously computed. Also, we imposed a torsional torque of 6000 N.mm to the upper surface. The computation of the shear modulus can be found in the following Table III-7.

Table III-7. G^* computation at the HMA scale

1. $\tau = \frac{T}{J} * R = \frac{6000}{102944} * 16 = 0.9 \text{ MPa}$
2. $\gamma = \frac{R\theta}{h} = \frac{16 * 0.0012}{57} = 0.00034$
3. $G^* = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{0.9}{0.00034} = 2647 \text{ MPa}$

We compared the result to the one obtained experimentally. Similarly, we repeated the process for varying temperatures (-10; 0; 10 °C) and frequencies (0.3; 1; 10 Hz). The following Figure III-41 presents a comparison of the two sets of the result.

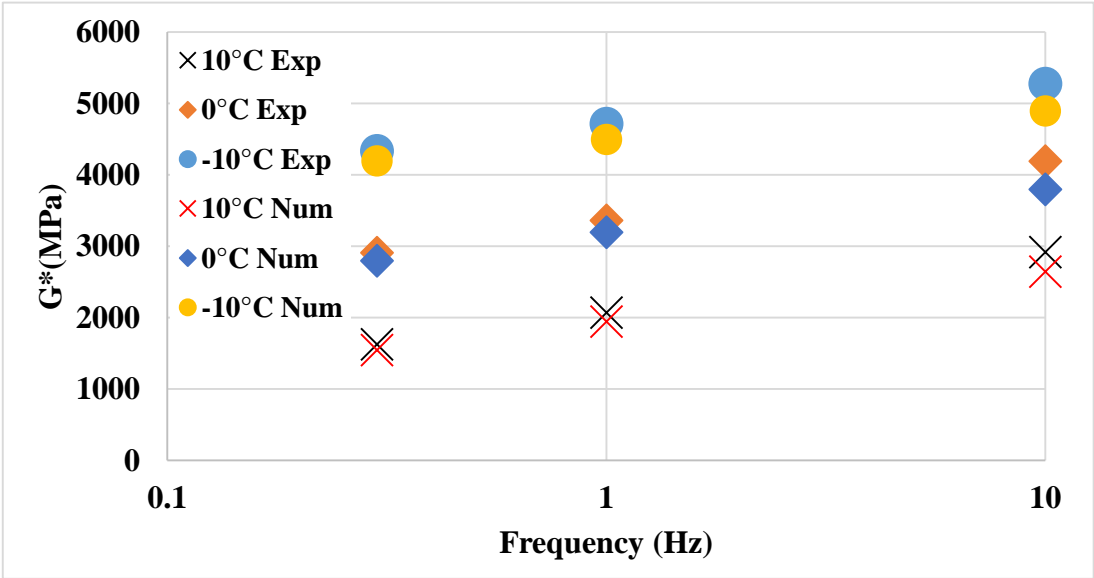


Figure III-41. Shear Modulus Results (Experimental versus Numerical)

The results are similar for all frequencies and temperatures. A slight difference was computed corresponding to less than 10% between the results at 10 Hz. The discrepancies can be attributed to the fact that the transition from mortar to HMA, is based on values obtained from a purely numerical scale. Therefore, we might have an accumulation of numerical errors. Also, our model does not consider numerous phenomena, for example, the aging of asphalt, that might modify the properties of the studied material.

III.4.6.2.4. Determining numerically the fatigue

We applied the previously explained methodology to the asphalt scale and detailed its application on a model representative of an HMA specimen for a moment of 6000 N.mm.



Step 1. Application of the fatigue equation.

Using the numerical fatigue results previously obtained, we used the fatigue equation proper to the mortar previously derived.

$$\gamma = 0.50 * Nf^{-0.45} \text{Equation III-27}$$

Step 2. Computing the volume of each element

HMA scale is characterized by 49% of inclusions and 20% voids. Since one more factor has been added to the model, elements' volume varied even more. As such, it was crucial to integrate the volume of the elements in our analysis. The volume of the elements can be seen in the following Figure III-42

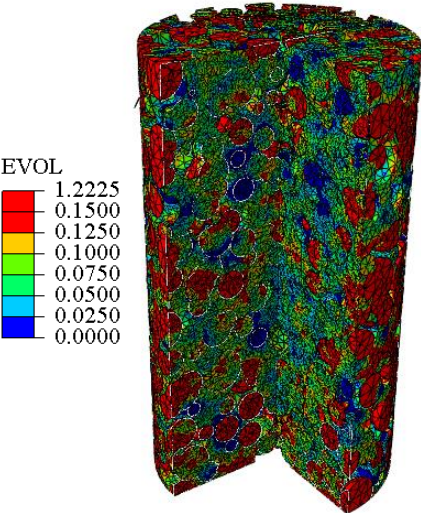


Figure III-42. Elements' Volume

With the addition of the voids, the volume of the elements in the matrix slightly decreased in size since we are forced to mesh more finely. In this analysis, only the matrix was considered, we were not particularly concerned by unifying the volume of the inclusions and matrix.

Step 3. Plotting the distribution of gamma local

We plotted the gamma distribution of the model as can be seen in the following Figure III-43:

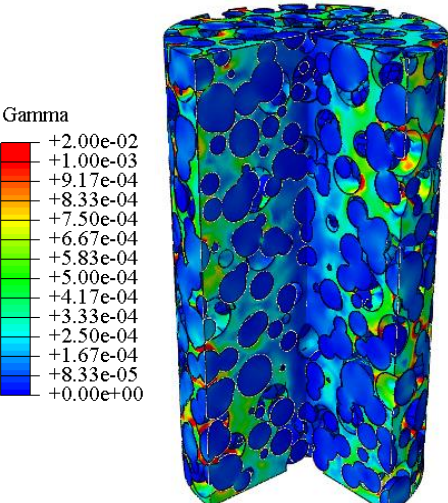


Figure III-43. Gamma distribution

We noticed high strain concentration mainly in between neighboring aggregates and near the voids. Also, we noticed an almost uniform strain distribution in the matrix. The strain progressively lessens as it gets closer to the core of the model (varying in color from red to blue). Similarly, to our previous models, the inclusions were not affected by the applied torque and therefore are subjected to low strain (blue zones).

Step 4. Plotting the local service life per cycle

Next, we calculated the local service life per cycle for each element of the matrix.

Step 5. Plotting the local damage distribution per cycle

Then, we computed the local damage distribution per cycle for each element. The result can be visualized in the following Figure III-44:

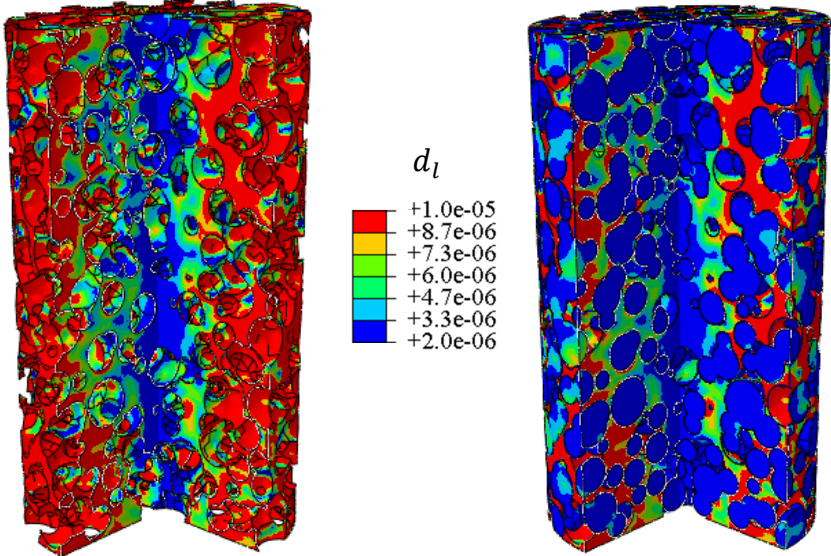


Figure III-44. local damage distribution per cycle

We can notice that most elements near the voids are more likely to reach a damaged state before those located at the inner core of the model. Elements in red reached failure quicker than those in blue. We noticed that the addition of voids induced the presence of damage near the model's center and increased the risk of early damage in the matrix.



Step 6. Plotting local damage distribution for n cycles or D_l

By varying (n), we computed the local damage value for every element. Figure III-45

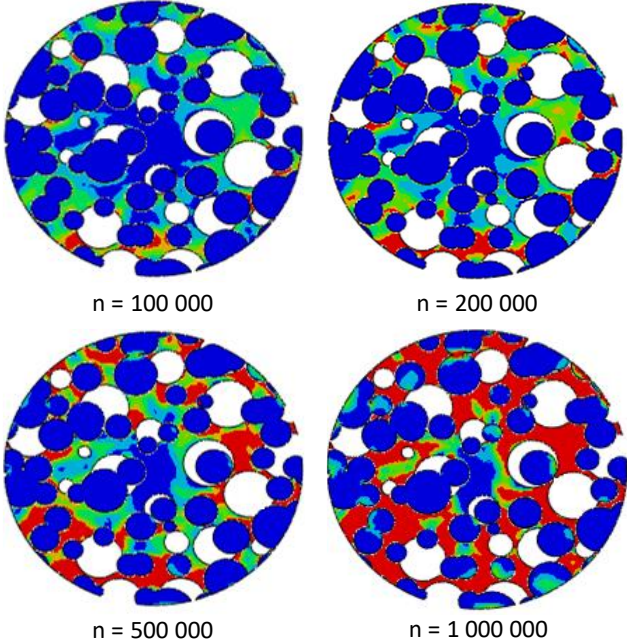


Figure III-45. Damage evolution in function of (n)

Step 7. Computing the Global damage (D_G)

We calculated V_f and V_l for different rotation rate values 0.02%, 0.04% and 0.06%. The following results pertain to a rotation rate value of 0.06%. The following Figure III-46 presents the sum of the damaged volume elements with $D_l \geq 1$; $D_l \geq 0.7$. The volume of our model is equal to 45842 mm³.

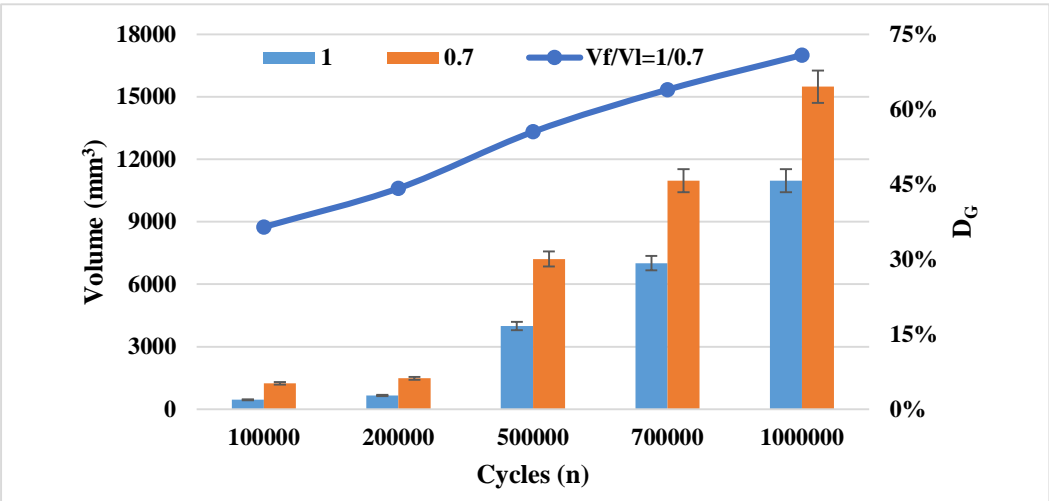


Figure III-46. Sum elements' volume characterized by a D_l of 1; 0.7; and the values of D_G

Step 8. Determining the global service life of the model (N_G).

As shown in the previous chapter, we realized an experimental campaign to study the fatigue of RUGOSOFT, therefore, we were able to compare the numerical results to experimental ones. We drew the fatigue equation corresponding to the HMA by determining the number of cycles at failure for several strains (γ) and for $D_l \geq 0.7$ as seen in the following Figure III-47.

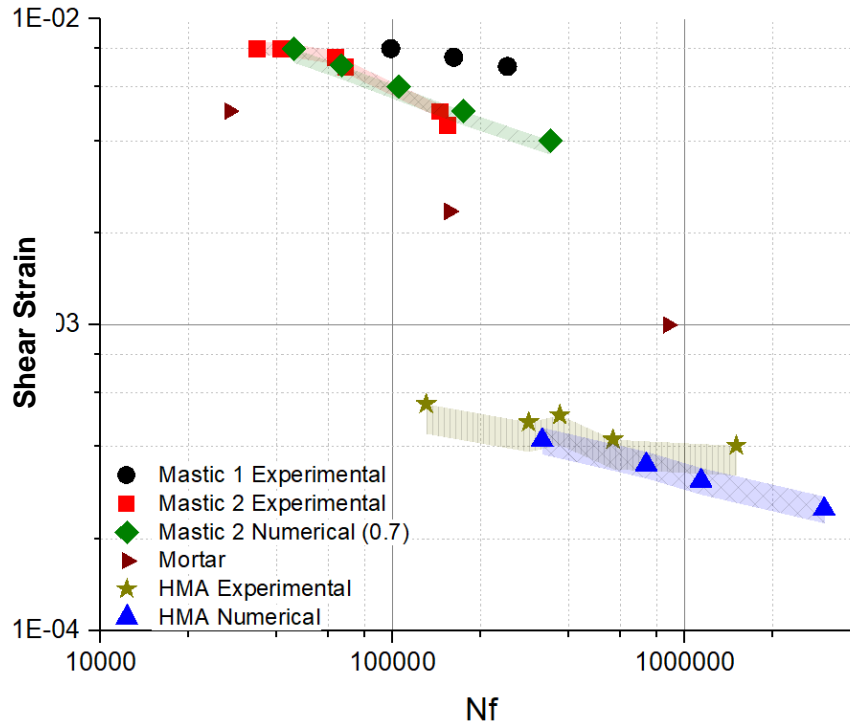


Figure III-47. Summary of the fatigue curves from the mastic scale to the asphalt scale

III.4.6.3. Results' analysis and discussion

To summarize, applying the previously detailed numerical methodology, we modeled mastic 2 and HMA scales based on mastic 1 and mastic 2 respectively. Thus, it was possible to compare the experimental and numerical results when possible. We drew the fatigue equation corresponding to the HMA by determining the number of cycles at failure for several strains (γ). A fitting power equation was used to fit the data, the coefficient of determination for each scale as well as fatigue equations' coefficients (a,b) are recapitulated in the following Table III-8.

Table III-8. Summary of fatigue curve equations

	a	b	R ²
Mastic Experimental 1	0,04	-0,14	0,96
Mastic Experimental 2	0,34	-0,352	0,88
Mastic Numerical	0,33	-0,349	0,99
Mortar Numerical	0,5	-0,44	0,99
HMA Experimental	0,0027	-0,14	0,82
HMA Numerical	0,0083	-0,23	0,99

At the mastic scale, the numerical and experimental results were closely matched. We can note a difference of 3% and 1% for the coefficients a and b respectively. Numerically, the number of cycles results are slightly greater than experimentally. This shift can be explained by various phenomena.



Indeed, Buttlar et al. stated that the mechanical behavior of mastics can be influenced by three phenomena [198]:

1. Volume filling reinforcement: this mechanism explains the stiffening effect in a less rigid matrix due to the presence of rigid inclusions.
2. Physico-chemical reinforcement: Interface contact between bitumen and filler results in the stiffening of the bituminous mix.
3. Particle-interaction reinforcement: It does not affect the stiffness of the bituminous mixes and is typically neglected.

In fact, bitumen, despite its small proportion in the composition of the bituminous mix, governs to a large extent the thermomechanical behavior of the latter. Indeed, its characteristics largely condition the variation of complex modulus induced by the previously stated phenomena.

Therefore, with the increase of the complex modulus value, the material becomes stiffer but at the same time more brittle. This hypothesis was confirmed by Kouevidjin, A., in his thesis. He studied the impact of aging on the thermomechanical, physicochemical, and fracture properties of bituminous mixes by combining experiments and numerical simulations [203].

However, in this thesis, the modeled mastic does not consider the previously stated phenomena and as such the numerical results obtained are greater than the experimental ones.

Nevertheless, regarding, the HMA scale, this trend is inverted. We can see that the numerical results showed a smaller number of cycles for the same corresponding initial strain. We can state the following factors that might induce such a difference:

- To model the HMA scale, we had to go through a purely numerical scale, therefore, increasing the risk of numerical errors accumulation.
- At the HMA scale, a third component is to be taken into consideration, voids, the latter is not modeled in the previous scales and since we cannot compare results at the mortar scale, we are unable to eliminate the addition of voids as a factor that might cause the increase of the discrepancy between the results.
- According to various researches, interlocking, and granular packing are critical phenomena impacting HMA's mechanical properties [6], [199]. In fact, according to Shen S., et al aggregates' dimensions greatly influence granular interlocking. They found that having inclusions larger than 2.36 mm would increase contact between aggregates and thus ensure stresses transmission. Furthermore, he found that granular materials that are finer highly impact HMA resistance [200]. However, in the HMA numerical model, the smallest inclusion is characterized by a diameter of 2.5 mm since filler and sand inclusions were modeled in the preceding scales decreasing the contact between inclusions and thus the model does not take into consideration certain phenomena like granular interlocking [201]. Even though the model is constituted of 49% of inclusions in the matrix, they are dispersed and for the most part, do not touch. Fernandes Jr, J. L., et al stated that with the absence of interlocking properties i.e. bituminous mix made with smooth texture round aggregates, asphalt mixtures are prone to premature damage, resulting in failure [202]. And thus, the numerical model reaches failure before the experimental specimen for a similar initial strain applied.



- Lastly, the adopted approach is based on an elastic model to assess the fatigue of bituminous materials, however, the latter are viscoelastic materials. We did not consider the viscous component and thus did not consider the viscous dissipation of the material. Therefore, numerically, there is an increase in high-stress concentration zones at a local scale, inducing an earlier failure of the bituminous material.

III.4.6.4. Conclusion

In conclusion, we can say that the developed numerical method results in optimistic findings. This methodology allowed us to study the microstructure of the material and assess at a local scale the influence of the application of a mechanical load and damage distribution.

Regarding complex modulus results, we were capable of accurately determining the shear complex modulus for all scales from the mastic to the asphalt scale. The difference in the numerical results, when compared to the experimental ones, does not exceed 10%.

Regarding fatigue analysis, the fatigue distribution methodology can be summarized in the following Figure III-48.

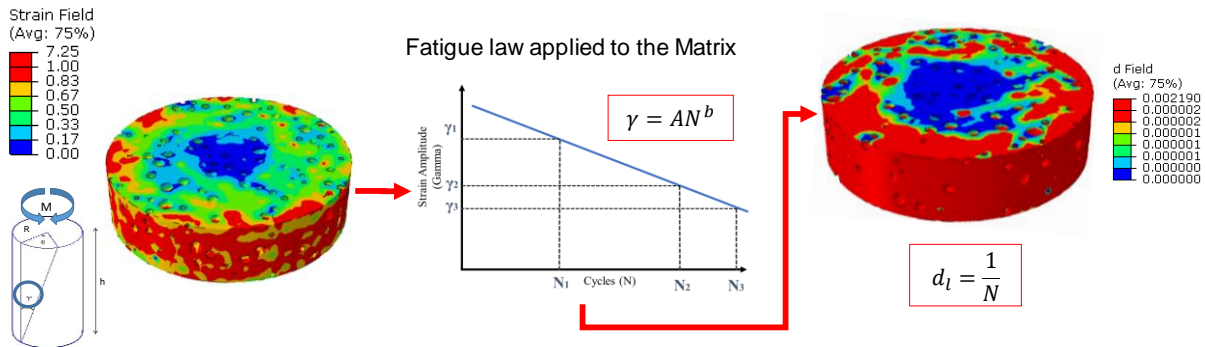


Figure III-48. Schematic representation of the fatigue distribution methodology

Generally, for all scales, we noticed that the most damaged areas in the models are located at the upper surface and in between neighboring inclusions. In these areas, there are high strain concentration zones. Based on the damage distribution in the models, we assumed that the damage is localized and not dispersed.

Hence, two different volumes were determined. The first one takes into account the elements' volume with a damage index greater or equal to 1 (V_f). The second volume considers the elements' volume with a critical damage threshold index of less than 1 (V_l). Subsequently, the global damage (D_G) was determined in function of V_f and V_l .

Firstly, the fatigue distribution methodology was validated and optimized at the mastic scale. Via the results obtained, we concluded that the best local damage criteria corresponded to 0.7, and the global damage (D_G) considered is equal to 50%. At the mastic scale, numerically, the number of cycles is greater than experimentally. However, the results are quite similar with no significant difference. Once the mastic scale was modeled and the global and local damage index determined, the succeeding numerical scale (Mortar) was created. Since this scale is a purely numerical, the numerical results were not compared to experimental ones. This phase was only created as means of transition from mastic to asphalt scale. Lastly, the HMA scale was modeled and the obtained numerical results were compared to the experimental one. In fact, experimentally, the number of cycles is greater than numerically for the same initial strain applied. A greater difference was noted compared with the findings of the mastic scale.



Conclusion Générale et Perspectives

Les enrobés sont des matériaux complexes composés d'éléments ayant des propriétés mécanique et thermiques largement différents. Le rôle des granulats grossiers est de former le squelette granulaire, tandis que le mélange bitume et fine, constituant le mastic, a pour objectifs de remplir les vides et lier les granulats entre eux pour donner plus de stabilité aux mélanges bitumineux.

La présence du bitume dans l'enrobé régit son comportement viscoélastique en fonction de la température : il est élastique à basse température, visqueux à haute température et viscoélastique entre les deux. Des chercheurs ont effectué des travaux approfondis pour comprendre ce comportement complexe et améliorer ses performances. Ainsi, en ce qui concerne la performance en fatigue, plusieurs critères ont été développés pour comprendre ce comportement et définir la durée de vie en fatigue. Ces critères ont été répartis d'un critère simple basé sur un nombre de cycles à un critère compliqué basé sur le développement de fissures. En outre, plusieurs méthodologies (expérimentales, numériques et analytique) ont été développées pour simuler et évaluer la performance en fatigue des enrobés.

Cette thèse se base sur des approches expérimentales et numérique. Afin de créer un outil de modélisation numérique dans le but de prédire le comportement mécanique des mélanges bitumineux hétérogènes, des essais en laboratoire ont été menés afin de guider et valider ces modèles numériques. Le développement de ces modèles repose sur une approche microstructurale en ce sens qu'il ne requiert que les propriétés des matériaux constitutifs pour la modélisation des mélanges bitumineux. Cela se traduira à termes par des économies considérables de temps et de coûts, car le modèle peut réduire le nombre d'essais en laboratoire, longs et coûteux, pour déterminer la fatigue des mélanges bitumineux. Un autre avantage de la modélisation hétérogène est qu'elle permet un aperçu plus complet du comportement du matériau, de sorte que les contraintes et les déformations au sein de la microstructure peuvent être analysées de manière plus réaliste. Dans cette étude doctorale, nous avons présenté un modèle multi-échelle basé sur les mécanismes d'endommagement liés à des charges mécaniques telles que le trafic. Pour permettre une meilleure compréhension de la façon dont les différents composants des mélanges bitumineux (mastic et mortier) affectent l'évolution des dommages, les modèles sont configurés comme un modèle multi-échelle ascendant à couplage unidirectionnel comprenant trois échelles : une micro-échelle locale, méso-échelle et une macro-échelle globale. Dans ce travail, le comportement de l'endommagement de la macro-échelle est basé sur la micro-échelle.

Un important travail expérimental a été mené dont une grande partie a été consacrée à la caractérisation mécanique des mastics et de l'enrobé. Les essais de fatigue du mastic sont plutôt limités par rapport aux études de la fatigue qui portent sur le bitume, bien que le mastic soit le véritable liant des mélanges bitumineux. Pour cette thèse, un rhéomètre à cisaillement dynamique a été utilisé pour déterminer les propriétés mécaniques (module complexe et fatigue) de deux mastics caractérisés par leur taux de remplissage volumique et les dimensions des fines. Le module de cisaillement complexe a été défini à différentes températures et fréquences. Et les essais de fatigue ont été réalisés à 10°C, 10 Hz. Le mastic 250 µm présente des valeurs de module complexe de cisaillement plus rigides que le mastic 63 µm. L'augmentation de la rigidité a été attribuée au remplissage volumique et aux dimensions des fines. D'après résultats obtenus, avec l'augmentation de la concentration



volumique, le module complexe a augmenté. En effet, les fines ont rigidifié les mélanges bitumineux.

Concernant les résultats de la fatigue, nous avons noté que le taux de remplissage volumique a un impact majeur sur la durée de vie des mélanges bitumineux. En effet, le mastic avec le taux de remplissage volumique le plus élevé (40%) est caractérisé par une pente plus forte par rapport au mastic 63 μm (taux de remplissage volumique de 31%). Ce dernier a montré une plus grande résistance à la fatigue par rapport au mastic 250 μm . Les fines influencent la durabilité des mastics par deux mécanismes : mécanique et physico-chimique. En effet, les particules dispersées dans le milieu bitumineux influencent l'initiation des micro-dommages dans le mélange. Les paramètres de la réponse mécanique, utilisés pour la quantification de l'endommagement par fatigue de la chaussée, sont directement liés aux propriétés du mastic bitumineux [203]. En effet, les dommages induits dans l'enrobé sont principalement initiés dans la phase matricielle composée du mastic. Et donc, il nous a semblé intéressant d'évaluer la fatigue de l'enrobé « Rugosoft » fabriqué à partir des mastics testés.

En conséquence, à l'échelle enrobé, l'entreprise COLAS a mis à notre disposition des échantillons pour réaliser des essais de caractérisation. Deux types d'essais ont été utilisés pour caractériser l'enrobé phonique.

Le premier, un essai de traction-compression a permis de déterminer le module complexe et l'angle de phase propre à « Rugosoft » pour différentes températures (20, 10, 0, -10 et 20 °C) et fréquences (0,1 ; 0,3 ; 1 ; 3 et 10 Hz). Les résultats ont varié avec la teneur en vide. Pour une teneur de vide moins importante, la rigidité de l'enrobé a été plus élevée.

Le deuxième essai, non normalisé, a été utilisé pour évaluer le module complexe de cisaillement à différentes températures (20, 10, 0, -10 et 20 °C) et fréquences (0,1 ; 0,3 ; 1 ; 3 et 10 Hz) ainsi que la fatigue à 10°C, 10 Hz.

Nous avons remarqué que les spécimens avec des pourcentages de vides similaires, à savoir ceux à 18%, ont des valeurs de module de cisaillement similaires. La différence est inférieure à 15%. En ce qui concerne les échantillons avec des pourcentages de vide inférieures, nous avons une augmentation des valeurs du module de cisaillement jusqu'à 25%.

On a constaté, en fatigue, que les éprouvettes d'enrobé cèdent à des valeurs de déformation plus faibles pour un nombre similaire de cycles à la rupture et que la durabilité des mélanges bitumineux est contrôlée par la plus petite échelle (mastic 63 μm). En effet, Au fur et à mesure que la teneur en vides d'un échantillon d'enrobé augmente, la résistance à la fatigue et la rigidité ont diminué. Dans les mélanges à plus faible teneur en vides, les microfissures qui se forment en raison des chargements répétitifs se développent plus lentement et prennent plus de temps à s'interconnecter. Les vides ont alors tendance à concentrer les contraintes et à permettre aux fissures de se propager. Nous avons pu remarquer une dispersion des résultats fortement dépendante des pourcentages de vide et de l'amplitude de la contrainte imposée. Le coefficient de détermination R^2 est de 0,87 c.-à-d. 87% des résultats sont autour de la moyenne.

En parallèle avec les essais sur les mastics et l'enrobé, des modèles correspondants à ces matériaux ont été développés pour comprendre la réponse du matériau bitumineux à une échelle locale et prédire la fatigue des matériaux bitumineux.

Des squelettes granulaires de forme sphérique en tridimensionnelle ont été créées en utilisant un logiciel codé au sein de notre laboratoire nommé modeleur d'objets aléatoires : M.O.A. Ces géométries correspondantes aux différentes échelles ont été importées sous ABAQUS pour



une analyse par élément finis (EF). Cette analyse permet de déterminer la réponse de la microstructure et prédire la fatigue des différentes échelles. Donc le deuxième volet de la thèse s'est centré sur le développement de la méthodologie numérique.

Cette méthodologie a permis d'étudier la microstructure du matériau et d'évaluer à une échelle locale l'influence de l'application d'une charge mécanique et la distribution des dommages. En premier lieu, les résultats du module de cisaillement ont été déterminés pour toutes les échelles, du mastic à l'échelle de l'asphalte. La différence entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux ne dépasse pas 10%. Comme originalité, on a développé une méthodologie numérique capable de prédire la fatigue. La première étape a été de valider cette méthode et de l'optimiser à l'échelle du mastic. Pour cela, on s'est basé sur une approche de modélisation multi échelle qui consiste à déterminer la durabilité d'un mélange bitumineux à partir des propriétés du composite antécédent. Cette méthodologie numérique a permis de visualiser les zones les plus endommagées. Ces dernières sont situées à la surface supérieure et entre les inclusions où il y a de fortes concentrations de déformation.

Ensuite, les résultats numériques ont été comparés à ceux expérimentaux. Ceci nous a permis de conclure sur les meilleurs critères d'endommagement local et global (D_G) qui permettent de déterminer la durabilité des mélanges bitumineux (courbe de fatigue). Les valeurs retenues pour l'endommagement global (D_G) est 50% et celle du dommage local (D_L) est 0,7. En se basant sur ces données, la courbe de fatigue numérique à l'échelle du mastic a correspondu avec une différence inférieure à 10% à celle expérimentale. En effet, à l'échelle du mastic, les résultats numériques et expérimentaux convergent de manière satisfaisante. Numériquement, les résultats du nombre de cycles sont légèrement supérieurs aux résultats expérimentaux. Ce décalage peut être expliqué par trois phénomènes.

- Renforcement par remplissage volumique
- Renforcement physico-chimique.
- Renforcement par interaction des particules.

Comme les résultats numériques obtenus à l'échelle mastic ont été encourageants, l'étape suivante a été de modéliser l'échelle finale, l'enrobé. Cependant, M.O. A est incapable jusqu'à présent de générer aléatoirement des particules couvrant toute la granulométrie du mélange bitumineux réel (allant du micron au centimètre) pour un taux de remplissage volumique prédéterminé. Par conséquent, une échelle purement numérique a été créé afin de pouvoir modéliser l'enrobé. L'enrobé a été modélisé comme un composite triphasé composé de granulats dispersés dans une matrice bitumineuse et des vides. Les propriétés des granulats et de la matrice sont requises comme entrées pour le modèle de calcul et sont obtenues à partir de l'échelle mortier. Contrairement aux résultats numériques obtenus à l'échelle du mastic, la durabilité de l'enrobé obtenue numériquement est inférieure à celle obtenue expérimentalement. Selon de diverses études, les propriétés de fatigue de l'enrobé sont influencées par des phénomènes tels que le contact grain-grain et le tassement granulaire. Bien que le modèle de l'enrobé se rapproche de la réalité, ces phénomènes sont difficiles à intégrer dans la modélisation et n'ont pas pu être pris en compte dans cette méthodologie ce qui peut expliquer la différence des résultats numériques et expérimentaux.

Enfin, cette modélisation a permis d'étudier à l'échelle microscopique l'impact de la fatigue sur l'enrobé et le mastic et de déterminer les zones de localisations des contraintes et déformations. L'avantage de ces modèles est leur simplicité de calcul et une fois que les



propriétés des matériaux sont connues, la modélisation de la déformation locale permet de prédire la durabilité des mélanges bitumineux. En outre, la méthodologie développée fournit un outil puissant pour comprendre le rôle et la contribution des propriétés mécaniques des matériaux constitutifs sur la réponse globale du matériau ainsi que la distribution de la fatigue à une échelle locale.

Cependant, pour poursuivre efficacement cette recherche, il est nécessaire de continuer à étudier certains aspects :

- Il serait intéressant de faire une étude paramétrique de l'effet de la taille des vides sur le module et la fatigue des enrobés bitumineux.
- De plus, une modélisation quadri-phasique peut être envisagée avec l'ajout des additives pour améliorer la formule de l'enrobé et augmenter la durée de vie.
- Des améliorations de la forme des inclusions générés d'une forme ronde à une concassée, nous permettra de vérifier notre hypothèse et de réajuster les résultats numériques.



Bibliography

- [1] Z. Vlachovicova, J. Stastna, D. MacLeod, and L. Zanzotto, "Shear deformation and material properties of polymer-modified asphalt," *Pet Coal*, vol. 47, no. 3, pp. 38–48, 2005.
- [2] X. Lu and U. Isacsson, "Influence of styrene-butadiene-styrene polymer modification on bitumen viscosity," *Fuel*, vol. 76, no. 14–15, pp. 1353–1359, Nov. 1997, doi: 10.1016/S0016-2361(97)00144-0.
- [3] N. R. Sefidmazgi, L. Tashman, and H. Bahia, "Internal structure characterization of asphalt mixtures for rutting performance using imaging analysis," *Road Mater. pavement Des.*, vol. 13, no. sup1, pp. 21–37, 2012.
- [4] W. P. Hislop and B. J. Coree, "VMA as a design parameter in hot-mix asphalt," 2000.
- [5] C. L. Monismith, *Analytically based asphalt pavement design and rehabilitation: Theory to practice, 1962-1992*, no. 1354. 1992.
- [6] F. L. Roberts, P. S. Kandhal, E. R. Brown, D.-Y. Lee, and T. W. Kennedy, "Hot mix asphalt materials, mixture design and construction," 1991.
- [7] S. A. Tan, T. F. Fwa, and K. C. Chai, "Drainage considerations for porous asphalt surface course design," *Transp. Res. Rec.*, vol. 1868, no. 1, pp. 142–149, 2004.
- [8] L. Chu and T. F. Fwa, "Functional sustainability of single-and double-layer porous asphalt pavements," *Constr. Build. Mater.*, vol. 197, pp. 436–443, 2019.
- [9] C. M. McGovern, P. F. Rusch, and D. A. Noyce, "State practices to reduce wet weather skidding crashes," United States. Federal Highway Administration. Office of Safety, 2011.
- [10] J. Raaberg, B. Schmidt, and H. Bendtsen, *Technical performance and long-term noise reduction of porous asphalt pavement*, no. 112. 2001.
- [11] D. Perraton *et al.*, "Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai: aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 30, no. 5, pp. 902–913, Oct. 2003, doi: 10.1139/L03-067.
- [12] J. T. Van der Zwan, "Developing porous asphalt for freeways in the Netherlands: Reducing noise, improving safety, increasing service life," *TR News*, no. 272, 2011.
- [13] T. Isenring, H. Koster, and I. Scazziga, "Experiences with porous asphalt in Switzerland," *Transp. Res. Rec.*, no. 1265, 1990.
- [14] H. Bendtsen, "Drainage asphalt and noise reduction over a long period," *Proc. Inter-Noise 98, Munich.*, 1998.
- [15] P. E. Krugler, M. Tahmoressi, and D. A. Rand, "Improving the precision of test methods used in VMA determination," *Asph. Paving Technol.*, vol. 61, p. 272, 1992.
- [16] H. Di Benedetto and J.-F. Corté, *Matériaux routiers bitumineux: Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermès science publications, 2004.
- [17] F. Fakhari-tehrani, "Modélisation numérique hétérogène des composites bitumineux: évaluation des caractéristiques mécaniques par une approche multi-échelle.", 2013.
- [18] H. Di Benedetto, F. Olard, C. Sauzéat, and B. Delaporte, "Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 5, no. sup1, pp. 163–202, 2004.
- [19] M. L. Nguyen, "Etude de la fissuration et de la fatigue des enrobés bitumineux," *Insa Lyon*, 2009.



- [20] H. Di Benedetto, C. de La Roche, H. Baaj, A. Pronk, and R. Lundstrom, "Fatigue of bituminous mixtures: different approaches and RILEM group contribution," in *Sixth International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials*, 2003, pp. 15–38.
- [21] T. M. Hashim, A. H. Ali, R. Al-Khafaji, A. A. Al-Khazraji, and F. R. A. Z. Dharb, "A Comparison Study between Porous and Conventional Asphalt Concrete Mixtures," in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2021, vol. 1090, no. 1, p. 12041.
- [22] L. A. Cooley Jr *et al.*, *Construction and maintenance practices for permeable friction courses*, no. Project 09-41. 2009.
- [23] B. Xu, M. Li, S. Liu, J. Fang, R. Ding, and D. Cao, "Performance analysis of different type preventive maintenance materials for porous asphalt based on high viscosity modified asphalt," *Constr. Build. Mater.*, vol. 191, pp. 320–329, Dec. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.10.004.
- [24] H. Khalid and F. K. P. JIMÉNEZ, "Performance assessment of Spanish and British porous asphalts," in *Performance and durability of bituminous materials*, CRC Press, 1995, pp. 147–168.
- [25] G. Dell'Acqua, M. De Luca, and R. Lamberti, "Indirect skid resistance measurement for porous asphalt pavement management," *Transp. Res. Rec.*, vol. 2205, no. 1, pp. 147–154, 2011.
- [26] J. C. Nicholls, *Review of UK porous asphalt trials*, vol. 264. Thomas Telford, 1999.
- [27] P. Rungruangvirojn and K. Kanitpong, "Measurement of visibility loss due to splash and spray: porous, SMA and conventional asphalt pavements," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 11, no. 6, pp. 499–510, 2010.
- [28] J. T. Van der Zwan, J. EIKELBOOM, and T. Bennis, "Skidding and texture," 1997.
- [29] Y. Delanne, V. Goyon, and J. P. Poirer, "Experimental Sites for Testing Thin Layer Drainage Asphalt Performances: First Result. Marrakech XIXth World Road Congress, PIARC Technical Committee on Flexible Roads and Surface Characteristics," in *Workshop on Pervious Coated Macadam, Proc*, 1991, pp. 278–281.
- [30] A. Mansour Khaki, A. E. Forouhid, and M. Zare, "Comparison of the noise level and the skid resistance of asphalt pavement mixtures on road surface," *J. Meas. Eng.*, vol. 3, no. 3, pp. 71–76, 2015.
- [31] M. J. Crocker, *Handbook of noise and vibration control*. John Wiley & Sons, 2007.
- [32] J. Bonnet, "French experience of porous asphalt," 1997.
- [33] P. S. Kandhal, "Asphalt pavements mitigate tire/pavement noise," *Hot Mix Asph. Technol.*, vol. 9, no. 2, pp. 22–31, 2004.
- [34] B. O. Brattebo and D. B. Booth, "Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems," *Water Res.*, vol. 37, no. 18, pp. 4369–4376, 2003.
- [35] E. James, "A literature review on the effect of porous asphalt roads on water pollution," *Sustain. Road Surfaces Traffic Noise Control*, 2003.
- [36] H. D. van Bohemen and W. H. Janssen Van De Laak, "The influence of road infrastructure and traffic on soil, water, and air quality," *Environ. Manage.*, vol. 31, no. 1, pp. 50–68, 2003.
- [37] M. E. Barrett and C. B. Shaw, "Benefits of porous asphalt overlay on storm water quality," *Transp. Res. Rec.*, vol. 2025, no. 1, pp. 127–134, 2007.



- [38] L. D. Poulidakos and M. N. Partl, "Evaluation of moisture susceptibility of porous asphalt concrete using water submersion fatigue tests," *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 12, pp. 3475–3484, 2009.
- [39] M. S. Kabir, W. King Jr, C. Abadie, P. Icenogle, and S. B. Cooper Jr, "Louisiana's experience with open-graded friction course mixtures," *Transp. Res. Rec.*, vol. 2295, no. 1, pp. 63–71, 2012.
- [40] F. Hanim, A. Kamar, and J. N. Sarif, "Design of porous asphalt mixture to performance related criteria," in *Proceedings of the 13th Conference of the Road Engineering Association of Asia and Australasia (REAAA), Incheon, Korea, 2009*, pp. 23–26.
- [41] T. N. Mansour and B. J. Putman, "Influence of aggregate gradation on the performance properties of porous asphalt mixtures," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 25, no. 2, pp. 281–288, 2013.
- [42] L. T. Mo, M. Huurman, S. P. Wu, and A. A. A. Molenaar, "Bitumen–stone adhesive zone damage model for the meso-mechanical mixture design of ravelling resistant porous asphalt concrete," *Int. J. Fatigue*, vol. 33, no. 11, pp. 1490–1503, 2011.
- [43] S. Caro, E. Masad, A. Bhasin, and D. N. Little, "Moisture susceptibility of asphalt mixtures, Part 1: mechanisms," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 9, no. 2, pp. 81–98, 2008.
- [44] F. E. Pérez and J. Gordillo, "Optimization of porous mixes through the use of special binders," *Transp. Res. Rec.*, vol. 1265, pp. 59–68, 1990.
- [45] C. B. Nielsen, "Durability of porous asphalt-international experiences," *Durab. porous Asph. Exp.*, no. 41, 2006.
- [46] S. N. Suresha, G. Varghese, and A. U. R. Shankar, "A comparative study on properties of porous friction course mixes with neat bitumen and modified binders," *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 3, pp. 1211–1217, 2009.
- [47] G. Huber, *Performance survey on open-graded friction course mixes*, vol. 284. Transportation Research Board, 2000.
- [48] R. B. Mallick, P. S. Kandhal, L. A. Cooley Jr, and D. E. Watson, "Design, construction, and performance of new-generation open-graded friction courses," 2000.
- [49] A. Moriyoshi, T. Jin, T. Nakai, H. Ishikawa, K. Tokumitsu, and A. Kasahara, "Construction and pavement properties after seven years in porous asphalt with long life," *Constr. Build. Mater.*, vol. 50, pp. 401–413, Jan. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.09.023.
- [50] A. Sainton, "Advantages of asphalt rubber binder for porous asphalt concrete," *Transp. Res. Rec.*, vol. 1265, pp. 69–81, 1990.
- [51] B. K. Ferguson and B. K. Ferguson, *Porous pavements*. Taylor & Francis Boca Raton, FL, 2005.
- [52] E. Coleri, M. Kayhanian, J. T. Harvey, K. Yang, and J. M. Boone, "Clogging evaluation of open graded friction course pavements tested under rainfall and heavy vehicle simulators," *J. Environ. Manage.*, vol. 129, pp. 164–172, 2013.
- [53] G. Descornet, "SilVia–Sustainable Road Surfaces for Traffic Noise Control," *TRA-Transport Res. Arena Eur.*, 2006.
- [54] C. B. Nielsen, "Microstructure of porous pavements-experimental procedures," *Microstruct. porous pavements-experimental Proced.*, no. 47, 2007.
- [55] M. A. Lebens and B. Troyer, "Porous asphalt pavement performance in cold regions," 2012.
- [56] A. Garcia, M. Aboufoul, F. Asamoah, and D. Jing, "Study the influence of the air void



- topology on porous asphalt clogging,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 227, p. 116791, 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116791>.
- [57] T. F. Fwa, S. A. Tan, and Y. K. Guwe, “Laboratory evaluation of clogging potential of porous asphalt mixtures,” *Transp. Res. Rec.*, vol. 1681, no. 1, pp. 43–49, 1999.
- [58] A. Meng, C. Xing, Y. Tan, G. Li, J. Li, and H. Lv, “Investigation on the distributing behaviors of clogging particles in permeable asphalt mixtures from the microstructure perspective,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 263, p. 120531, 2020.
- [59] J. Yuan, X. Chen, S. Liu, S. Li, and N. Shen, “Effect of water head, gradation of clogging agent, and horizontal flow velocity on the clogging characteristics of pervious concrete,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 30, no. 9, p. 4018215, 2018.
- [60] E. Klück, M. van de Ven, J. Baggen, B. van Wee, and R. Hofman, “Environmental life cycle cost for durable porous surface layers with synthetic binders,” *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 3, no. 3, p. 142, 2010.
- [61] K. Veisten and J. Akhtar, “Cost-benefit analysis of low-noise pavements: dust into the calculations,” *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 12, no. 1, pp. 75–86, 2011.
- [62] B. Delaporte, “Etude de la rhéologie des mastics bitumineux à l’aide d’un rhéomètre à cisaillement annulaire,” 2007.
- [63] M.-C. Liao, G. Airey, and J.-S. Chen, “Mechanical Properties of Filler-Asphalt Mastics,” *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 6, no. 5, 2013, doi: [10.6135/ijprt.org.tw/2013.6\(5\).576](https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2013.6(5).576).
- [64] J. Van Rompu, H. Di Benedetto, M. Buannic, T. Gallet, and C. Ruot, “New fatigue test on bituminous binders: Experimental results and modeling,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 37, pp. 197–208, 2012, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.099>.
- [65] E. Ziade *et al.*, “Experimental and numerical investigation on the rheological behaviour of bituminous composites via DSR testing,” *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 22, no. sup1, pp. S328–S344, 2021, doi: <https://doi.org/10.1080/14680629.2021.1912812>.
- [66] R. N. Traxler, F. R. Olmstead, and R. BoUen, “Comparison of the various tests used to evaluate mineral filler,” in *Proc., AAPT*, 1937, vol. 9, p. 218.
- [67] R. N. Traxler, “The evaluation of mineral powders as fillers for asphalt,” in *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 1937, vol. 8, pp. 60–67.
- [68] R. N. Traxler and J. S. Miller, “Mineral powders, their physical properties and stabilizing effects,” in *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 1936, vol. 7, pp. 112–123.
- [69] D. A. Anderson *et al.*, “Binder characterization and evaluation, volume 3: Physical characterization,” *Strateg. Highw. Res. Program, Natl. Res. Counc. Washington, DC*, 1994.
- [70] A. Braham and B. S. Underwood, “State of the art and practice in fatigue cracking evaluation of asphalt concrete pavements,” *Lino Lakes, MN. Assoc. Asph. Paving Technol. Version*, vol. 1, 2016.
- [71] I. A. Beja, M. M. de Farias, L. Y. da Silva Barbosa, and L. G. R. de Mello, “Dynamic properties of large stone asphalt mixtures under different methods testing and loading,” *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 14, no. 2, pp. 186–195, 2021.
- [72] H. Di Benedetto, M. N. Partl, L. Francken, and C. D. L. R. Saint André, “Stiffness testing for bituminous mixtures,” *Mater. Struct.*, vol. 34, no. 2, pp. 66–70, 2001.
- [73] F. Doucet and B. Auger, *Détermination du module complexe des enrobés au Ministère des transports du Québec. Service des matériaux d’infrastructures, Direction des laboratoires des ...*, 2010.



- [74] N. Q. Tuan, "Mechanical properties of bituminous mixtures under sinusoidal cyclic loadings: Experiment and modelling," *J. Sci. Technol. Civ. Eng. (STCE)-NUCE*, vol. 15, no. 2, pp. 67–76, 2021.
- [75] Q. T. Nguyen, H. Di Benedetto, C. Sauzéat, M. L. Nguyen, and T. T. N. Hoang, "3D complex modulus tests on bituminous mixture with sinusoidal loadings in tension and/or compression," *Mater. Struct.*, vol. 50, no. 1, p. 98, 2016, doi: 10.1617/s11527-016-0970-x.
- [76] R. Lundström, U. Isacsson, and J. Ekblad, "Investigations of stiffness and fatigue properties of asphalt mixtures," *J. Mater. Sci.*, vol. 38, no. 24, pp. 4941–4949, 2003.
- [77] L. V. Pham, "Dynamic Torsional Shear Test for Hot Mix Asphalt." University of Florida, 2003.
- [78] J. Xie and Y. Wang, "Comparative study on torsional shear and triaxial test of asphalt mixtures," *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2019, 2019.
- [79] G. White, "State of the art: interface shear resistance of asphalt surface layers," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 18, no. 10, pp. 887–901, 2017.
- [80] D. Ragni, G. Ferrotti, C. Petit, and F. Canestrari, "Analysis of shear-torque fatigue test for bituminous pavement interlayers," *Constr. Build. Mater.*, vol. 254, p. 119309, 2020.
- [81] D. Ragni, F. Canestrari, F. Allou, C. Petit, and A. Millien, "Shear-Torque Fatigue Performance of Geogrid-Reinforced Asphalt Interlayers," *Sustainability*, vol. 12, no. 11, p. 4381, 2020.
- [82] J. D. Ferry, *Viscoelastic properties of polymers*. John Wiley & Sons, 1980.
- [83] H. Di Benedetto and J. F. Corté, "Matériaux routiers bitumineux 2," *Hermès Lavoisier Ed.*, 2005.
- [84] A. Carter and D. Perraton, "La mesure du module complexe des enrobés bitumineux," in *2e Conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civil*, 2002, vol. 10.
- [85] F. Olard, H. DI BENEDETTO, and B. ECKMANN, "Rhéologie des bitumes: Prédiction des résultats des tests de fluage BBR à partir des résultats de module complexe," *Bull. des Lab. des ponts chaussées*, no. 252–253, 2004.
- [86] C. Hintz, "Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigue." The University of Wisconsin-Madison, 2012.
- [87] "Type de fissures de la chaussée et comment la réparer." <https://book4yours.blogspot.com/2020/06/type-de-fissures-de-la-chaussee-et-comment-la-reparer.html>.
- [88] "Vos routes – Techniroute." <https://www.techniroute.fr/vos-routes/>.
- [89] J. A. P. Ceratti, "Estudo do comportamento à fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos," *Rio Janeiro*, 1991.
- [90] J. A. Epps and C. L. Monismith, *Fatigue of Asphalt Concrete Mixtures--Summary of Existing Information*. ASTM International, 1972.
- [91] T. G. Loureiro, "Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas," 2003.
- [92] F. Hammoum, C. de La Roche, J. M. Piau, and C. Stefani, "Experimental investigation of fracture and healing of bitumen at pseudo-contact of two aggregates," 2002.
- [93] A. M. Hartman and M. D. Gilchrist, "Evaluating four-point bend fatigue of asphalt mix using image analysis," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 16, no. 1, pp. 60–68, 2004.
- [94] H. Soenen, C. De La Roche, and P. Redelius, "Predict mix fatigue tests from binder



- fatigue properties, measured with a DSR,” in *PROCEEDINGS OF THE 3RD EURASPHALT AND EUROBITUME CONGRESS HELD VIENNA, MAY 2004*, 2004, vol. 2.
- [95] H. U. Bahia, H. Zhai, K. Onnetti, and S. Kose, “Non-linear viscoelastic and fatigue properties of asphalt binders,” *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 68, 1999.
- [96] R. Micaelo, A. Guerra, L. Quaresma, and M. T. Cidade, “Study of the effect of filler on the fatigue behaviour of bitumen-filler mastics under DSR testing,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 155, pp. 228–238, 2017.
- [97] J. Jiang, Y. Zhao, G. Lu, Y. Dai, F. Ni, and Q. Dong, “Effect of binder film distribution on the fatigue characteristics of asphalt Binder/Filler composite based on image analysis method,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 260, p. 119876, Nov. 2020.
- [98] G. M. Rowe, “Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test (with discussion),” *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 62, 1993.
- [99] E. Arambula and M. E. Kutay, “Tension-compression fatigue test evaluation using fracture mechanics and field data,” *Road Mater. pavement Des.*, vol. 10, no. 1, pp. 83–108, 2009.
- [100] A. Soltani and D. A. Anderson, “New test protocol to measure fatigue damage in asphalt mixtures,” *Road Mater. pavement Des.*, vol. 6, no. 4, pp. 485–514, 2005.
- [101] H. Baaj, H. Di Benedetto, and P. Chaverot, “Effect of binder characteristics on fatigue of asphalt pavement using an intrinsic damage approach,” *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 6, no. 2, pp. 147–174, 2005.
- [102] D. Bodin, C. de La Roche, J.-M. Piau, and G. Pijaudier-Cabot, “Prediction of the intrinsic damage during bituminous mixes fatigue tests,” in *6th Rilem Symposium PTEBM*, 2003, vol. 3, pp. 380–386.
- [103] R. Lundstrom, H. Di Benedetto, and U. Isacsson, “Influence of asphalt mixture stiffness on fatigue failure,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 16, no. 6, pp. 516–525, 2004.
- [104] K. D. Raithby and A. B. Sterling, “Some effects of loading history on the fatigue performance of rolled asphalt,” 1972.
- [105] K. D. Raithby and A. B. Sterling, “The effect of rest periods on the fatigue performance of a hot-rolled asphalt under reversed axial loading and discussion,” 1970.
- [106] N. Tapsoba, C. Sauzéat, and H. Di Benedetto, “Analysis of fatigue test for bituminous mixtures,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 25, no. 6, pp. 701–710, 2013.
- [107] C. V. Phan, H. Di Benedetto, C. Sauzéat, J. Dayde, and S. Pouget, “Quantification of different effects occurring during fatigue tests on bituminous mixtures,” *Fatigue Fract. Eng. Mater. Struct.*, vol. 40, no. 12, pp. 2169–2182, 2017.
- [108] D. Perraton, H. Baaj, H. Di Benedetto, and M. Paradis, “Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l’évolution de l’endommagement du matériau en cours d’essai : aspects fondamentaux et application à l’enrobé à matrice de pierre,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 30, no. 5, pp. 902–913, Oct. 2003, doi: 10.1139/l03-067.
- [109] W. Bańkowski, “Evaluation of fatigue life of asphalt concrete mixtures with reclaimed asphalt pavement,” *Appl. Sci.*, vol. 8, no. 3, p. 469, 2018.
- [110] D. Roylance, “Department of Materials Science and Engineering Massachusetts Institute of Technology Cambridge, MA 02139 May 1, 2001,” 2001.
- [111] W. Van Dijk, *Practical fatigue characterization of bituminous mixes*. Shell International Petroleum Company Limited, 1975.



- [112] K. P. A. J. . and P. A. C. Hopman, P.C., “A Renewed Interpretation Method for Fatigue Measurement, Verification of Miner’s Rule Title,” in *4th Eurobitume Symposium*, 1989, pp. 557–561.
- [113] G. M. Rowe and M. G. Bouldin, “Improved techniques to evaluate the fatigue resistance of asphaltic mixtures,” in *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona*, 2000, vol. 2000.
- [114] A. A. Tayebali, J. A. Deacon, J. S. Coplantz, J. T. Harvey, and C. L. Monismith, “Mix and mode-of-loading effects on fatigue response of asphalt-aggregate mixes,” *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 63, pp. 118–151, 1994.
- [115] A. A. Tayebali, G. M. Rowe, and J. B. Sousa, “Fatigue response of asphalt-aggregate mixtures (with discussion),” *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 61, 1992.
- [116] A. Jardin, J.-B. Leblond, and D. Berghezan, “Par-delà la loi de Miner pour la modélisation de la fatigue des élastomères: théorie et expérimentation,” 2009.
- [117] S. H. Carpenter, “Fatigue performance of IDOT mixtures,” 2006.
- [118] “Miner’s Rule Linear Damage Rule.”
https://www.engineersedge.com/material_science/miners_rule_linear_damage_rule_15356.htm.
- [119] D. Radaj and M. Vormwald, *Fatigue strength*. Springer, 2007.
- [120] M. A. Miner, “Cumulative damage in fatigue,” 1945.
- [121] H. Di Benedetto, A. Ashayer Soltani, and P. Chaverot, “Fatigue damage for bituminous mixtures: a pertinent approach,” *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 65, 1996.
- [122] L. M. Kachanov, “Rupture time under creep conditions,” 1958.
- [123] H. Askes, J. Hartikainen, K. Kolari, R. Kouhia, T. Saksala, and J. Vilppo, “On the Kachanov-Rabotnov continuum damage model,” 2020.
- [124] X. Luo, *Characterization of fatigue cracking and healing of asphalt mixtures*. Texas A&M University, 2012.
- [125] H. Liu, X. Yang, L. Jiang, S. Lv, T. Huang, and Y. Yang, “Fatigue-creep damage interaction model of asphalt mixture under the semi-sine cycle loading,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 251, p. 119070, Aug. 2020, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.119070.
- [126] C. Maggiore, J. Grenfell, G. Airey, and A. C. Collop, “Evaluation of fatigue life using dissipated energy methods,” in *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, 2012, pp. 643–652.
- [127] M. Boudabbous, A. Millien, C. Petit, and J. Neji, “Energy approach for the fatigue of thermoviscoelastic materials: application to asphalt materials in pavement surface layers,” *Int. J. Fatigue*, vol. 47, pp. 308–318, Feb. 2013, doi: 10.1016/j.ijfatigue.2012.09.013.
- [128] W. Van Dijk and W. Visser, “Energy approach to fatigue for pavement design,” in *Association of Asphalt Paving Technologists Proc*, 1977, vol. 46.
- [129] A. Tayebali, J. Deacon, J. Coplantz, J. Harvey, and C. Monismith, “Fatigue response of asphalt aggregate mixtures. Part I-Test method selection, Strategic Highway Research Program, Project A-404, Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies,” *Univ. California-Berkeley*, 1994.
- [130] S. H. Carpenter, K. A. Ghuzlan, and S. Shen, “Fatigue endurance limit for highway and airport pavements,” *Transp. Res. Rec.*, vol. 1832, no. 1, pp. 131–138, 2003.
- [131] K. A. Ghuzlan and S. H. Carpenter, “Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing,” *Transp. Res. Rec.*, vol. 1723, no. 1, pp. 141–149, 2000.



- [132] S. H. Carpenter and M. Jansen, "Fatigue behavior under new aircraft loading conditions," 1997.
- [133] S. Shen and S. H. Carpenter, "Application of the dissipated energy concept in fatigue endurance limit testing," *Transp. Res. Rec.*, vol. 1929, no. 1, pp. 165–173, 2005.
- [134] S. H. Carpenter and S. Shen, "A Dissipated Energy Approach to Study HMA Healing in Fatigue," *Transp. Res. Rec. J. Transp. 37 Res. Board*, no. 1970, p. 38.
- [135] Y. Gao, "Multiscale Modelling of Bonding Performance of Bituminous Materials." Aston University, 2020.
- [136] W. B. Warden, S. B. Hudson, and H. C. Howell, "Evaluation of mineral fillers in terms of practical pavement performance," in *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 1959, vol. 28, pp. 316–352.
- [137] E. L. Dukatz and D. A. Anderson, "The effect of various fillers on the mechanical behavior of asphalt and asphalt concrete," in *Association of Asphalt Paving Technologists Proceedings*, 1980, vol. 49.
- [138] Y.-R. Kim, *Mechanistic fatigue characterization and damage modeling of asphalt mixtures*. Texas A&M University, 2003.
- [139] B. Delaporte, H. Di Benedetto, P. Chaverot, and G. Gauthier, "Linear viscoelastic properties of bituminous materials: from binders to mastics (with discussion)," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 76, 2007.
- [140] B. Underwood, "Multiscale Constitutive Modeling of Asphalt Concrete.," 2011.
- [141] B. Underwood and Y. Kim, "Experimental investigation into the multiscale behaviour of asphalt concrete," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 12, pp. 357–370, 2011.
- [142] J. Zhang, Z. Fan, J. Pei, R. Li, and M. Chang, "Multiscale Validation of the Applicability of Micromechanical Models for Asphalt Mixture," *Adv. Mater. Sci. Eng.*, vol. 2015, p. 937126, 2015, doi: 10.1155/2015/937126.
- [143] L. Garcia Cucalon, E. Rahmani, D. N. Little, and D. H. Allen, "A multiscale model for predicting the viscoelastic properties of asphalt concrete," *Mech. Time-Dependent Mater.*, vol. 20, no. 3, pp. 325–342, 2016, doi: 10.1007/s11043-016-9303-2.
- [144] W. Sun, Y. Wei, D. Wang, and L. Wang, "Review of multiscale characterization techniques and multiscale modeling methods for cement concrete: from atomistic to continuum," in *Multi-Scale Modeling and Characterization of Infrastructure Materials*, Springer, 2013, pp. 325–341.
- [145] F. Fakhari Tehrani, J. Absi, F. Allou, and C. Petit, "Micromechanical modelling of bituminous materials' complex modulus at different length scales," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 19, no. 8, pp. 685–696, 2018, doi: DOI : 10.1080/10298436.2016.1199879.
- [146] Q. Dai and Z. You, "Micromechanical finite element framework for predicting viscoelastic properties of asphalt mixtures," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 41, no. 6, pp. 1025–1037, Jul. 2008, doi: 10.1617/s11527-007-9303-4.
- [147] F. F. Tehrani, F. Allou, J. Absi, and C. Petit, "Modélisation numérique des enrobés bitumineux en tant que biphasés matrice-inclusions."
- [148] E. Masad and N. Somadevan, "Microstructural finite-element analysis of influence of localized strain distribution on asphalt mix properties," *J. Eng. Mech.*, vol. 128, no. 10, pp. 1105–1114, 2002.
- [149] Y.-H. Cho, B. F. McCullough, and J. Weissmann, "Considerations on finite-element method application in pavement structural analysis," *Transp. Res. Rec.*, vol. 1539, no. 1, pp. 96–101, 1996.



- [150] F. J. P. de Almeida, F. Lucas, J. B. Soares, and E. P. Júnior, "Finite element simulation of fatigue damage tests on heterogeneous asphalt mixtures."
- [151] D. Kaya, A. Topal, J. Gupta, and T. McNally, "Aging effects on the composition and thermal properties of styrene-butadiene-styrene (SBS) modified bitumen," *Constr. Build. Mater.*, vol. 235, p. 117450, Feb. 2020, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2019.117450.
- [152] J.-S. Chen, M.-C. Liao, and M.-S. Shiah, "Asphalt modified by styrene-butadiene-styrene triblock copolymer: Morphology and model," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 14, no. 3, pp. 224–229, 2002.
- [153] G. D. Airey, "Rheological properties of styrene butadiene styrene polymer modified road bitumens☆," *Fuel*, vol. 82, no. 14, pp. 1709–1719, Oct. 2003, doi: 10.1016/S0016-2361(03)00146-7.
- [154] A. M. Babalghaith, H. A. Alsoliman, and A. S. Al-Suhaibani, "Comparison of rheological properties for polymer modified asphalt produced in riyadh," *Int. J. Civ. Environ. Eng.*, vol. 10, no. 2, pp. 197–201, 2016.
- [155] G. D. Airey, "Rheological characteristics of polymer modified and aged bitumens." University of Nottingham Nottingham, UK, 1997.
- [156] R. Miró, A. H. Martínez, F. E. Pérez-Jiménez, R. Botella, and A. Álvarez, "Effect of filler nature and content on the bituminous mastic behaviour under cyclic loads," *Constr. Build. Mater.*, vol. 132, pp. 33–42, 2017, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.114>.
- [157] H. Wang, I. L. Al-Qadi, A. F. Faheem, H. U. Bahia, S.-H. Yang, and G. H. Reinke, "Effect of mineral filler characteristics on asphalt mastic and mixture rutting potential," *Transp. Res. Rec.*, vol. 2208, no. 1, pp. 33–39, 2011, doi: <https://doi.org/10.3141/2208-05>.
- [158] A. F. Faheem, H. U. Bahia, S.-H. Yang, and I. L. Al-Qadi, "Evaluation of Rigden fractional voids test method and the relation to mastic viscosity," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 79, 2010.
- [159] L. A. Cooley, M. Stroup-Gardinder, E. R. Brown, D. I. Hanson, and M. O. Fletcher, "Characterization of asphalt-filler mortars with superpave binder tests," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 67, 1998, doi: <https://doi.org/10.1080/10298436.2021.1888090>.
- [160] A. Kavussi and R. G. Hicks, "Properties of bituminous mixtures containing different fillers," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 66, 1997.
- [161] B. F. Kallas and V. P. Puzinauskas, "A study of mineral fillers in asphalt paving mixtures," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 10, pp. 493–528, 1961.
- [162] "MTS 810 & 858 Material Testing Systems."
- [163] H. Di Benedetto, B. Delaporte, and C. Sauzéat, "Three-dimensional linear behavior of bituminous materials: experiments and modeling," *Int. J. Geomech.*, vol. 7, no. 2, pp. 149–157, 2007.
- [164] A. Graziani, M. Bocci, and F. Canestrari, "Complex Poisson's ratio of bituminous mixtures: measurement and modeling," *Mater. Struct.*, vol. 47, no. 7, pp. 1131–1148, 2014.
- [165] F. Lucas, G. Orozco, C. Sauzeat, and H. Di Benedetto, "Reversible phenomena and fatigue damage during cyclic loading and rest periods on bitumen," *Int. J. Fatigue*, vol. 124, pp. 303–314, 2019.
- [166] H. Di Benedetto, C. De La Roche, H. Baaj, A. Pronk, and R. Lundström, "Fatigue of bituminous mixtures," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 37, no. 267, pp. 202–216, 2004, doi:



10.1007/bf02481620.

- [167] Q. T. Nguyen, H. Di Benedetto, and C. Sauzéat, "Determination of thermal properties of asphalt mixtures as another output from cyclic tension-compression test," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 13, no. 1, pp. 85–103, 2012.
- [168] A. Chen, G. D. Airey, N. Thom, and Y. Li, "Characterisation of fatigue damage in asphalt mixtures using X-ray computed tomography," *Road Mater. Pavement Des.*, pp. 1–19, 2022.
- [169] S. Adhikari and Z. You, "3D microstructural models for asphalt mixtures using X-ray computed tomography images," *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 1, no. 3, p. 94, 2008.
- [170] Q. Dai, "Two-and three-dimensional micromechanical viscoelastic finite element modeling of stone-based materials with X-ray computed tomography images," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 2, pp. 1102–1114, 2011.
- [171] C. El Sawda, F. Fakhari-Tehrani, J. Absi, F. Allou, and C. Petit, "Multiscale heterogeneous numerical simulation of asphalt mixture," *Mater. Des. Process. Commun.*, vol. 1, no. 3, p. e42, 2019, doi: <https://doi.org/10.1002/mdp2.42>.
- [172] "Delaunay Triangulation." <https://www.cdsimpson.net/2015/02/delaunay-triangulation.html> (accessed Aug. 09, 2021).
- [173] Abaqus 6.13, "Abaqus theory guide," *Abaqus 6.13 Doc.*, 2013.
- [174] G. Abaqus, "Abaqus 6.11," *Dassault Syst. Simulia Corp Provid. RI, USA*, 2011.
- [175] I. N. Rabotnov *et al.*, *Creep problems in structural members*, vol. 7. North-Holland Publishing Company, 1969.
- [176] J.-L. Chaboche, "Continuum damage mechanics: Part I—General concepts," 1988.
- [177] J.-L. Chaboche, "Continuum damage mechanics: Part II—Damage growth, crack initiation, and crack growth," 1988.
- [178] S. Murakami, "Mechanical modeling of material damage," 1988.
- [179] L. M. Kachanov, "Time of the rupture process under creep conditions, *Izvy Akad.*" *Nank SSR Otd Tech Nauk*, vol. 8, pp. 26–31, 1958.
- [180] J. Lemaitre, "Phenomenological aspects of damage," in *A course on damage mechanics*, Springer, 1996, pp. 1–37.
- [181] J. Lemaitre and J. Dufailly, "Modelization and identification of endommagement plasticity of material," in *Proceedings of the 3rd French Congress of Mechanics, Grenoble, France, 1977*, pp. 17–21.
- [182] G. Rousselier, "Finite deformation constitutive relations including ductile fracture damage," *Three-Dimensional Const. Relations Ductile Fract. Ed. North-holl. Publ. Comp*, pp. 331–355, 1981.
- [183] A. Dragon and Z. Mroz, "A model for plastic creep of rock-like materials accounting for the kinetics of fracture," in *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1979, vol. 16, no. 4, pp. 253–259.
- [184] J. Mazars, "A description of micro-and macroscale damage of concrete structures," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 25, no. 5–6, pp. 729–737, 1986, doi: [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(86\)90036-6](https://doi.org/10.1016/0013-7944(86)90036-6).
- [185] M. Alimami, *Contribution à l'étude de l'endommagement par fatigue des enrobés bitumineux*, no. 151. 1988.
- [186] D. Bodin, G. Pijaudier-Cabot, C. de La Roche, J.-M. Piau, and A. Chabot, "Continuum



- damage approach to asphalt concrete fatigue modeling,” *J. Eng. Mech.*, vol. 130, no. 6, pp. 700–708, 2004.
- [187] M. K. Darabi, R. K. A. Al-Rub, E. A. Masad, C.-W. Huang, and D. N. Little, “A thermo-viscoelastic–viscoplastic–viscodamage constitutive model for asphaltic materials,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 48, no. 1, pp. 191–207, 2011.
- [188] J. Salençon, *Calcul à la rupture et analyse limite*. 1983.
- [189] M. Matallah, C. La Borderie, and O. Maurel, “A practical method to estimate crack openings in concrete structures,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 34, no. 15, pp. 1615–1633, 2010.
- [190] N. W. Tschoegl, “Representation of linear viscoelastic behavior by mathematical models,” in *The Phenomenological Theory of Linear Viscoelastic Behavior*, Springer, 1989, pp. 314–364.
- [191] B. Gerard, G. Pijaudier-Cabot, and C. Laborderie, “Coupled diffusion-damage modelling and the implications on failure due to strain localisation,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 35, no. 31–32, pp. 4107–4120, 1998.
- [192] L. M. Kachanov, “On creep rupture time,” *Izv. Acad. Nauk SSSR, Otd. Techn. Nauk*, vol. 8, pp. 26–31, 1958.
- [193] S. Adhikari, Z. You, and K. Peterson, “Multi-phase characterization of asphalt concrete using x-ray microfluorescence,” *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 6, no. 2, p. 117, 2013.
- [194] J. Chen, H. Wang, H. Dan, and Y. Xie, “Random modeling of three-dimensional heterogeneous microstructure of asphalt concrete for mechanical analysis,” *J. Eng. Mech.*, vol. 144, no. 9, p. 4018083, 2018.
- [195] F. Fakhari Tehrani, J. Quignon, F. Allou, J. Absi, and C. Petit, “Two-dimensional/three-dimensional biphasic modelling of the dynamic modulus of bituminous materials,” *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 17, no. 6, pp. 430–443, 2013, doi: DOI:10.1080/19648189.2013.786243.
- [196] EN12697-24:2003 (E), “Bituminous mixtures—test methods for hot mix asphalt—part 24: resistance to fatigue,” 2003.
- [197] F. Fakhari Tehrani, J. Absi, F. Allou, and C. Petit, “Heterogeneous numerical modeling of asphalt concrete through use of a biphasic approach: Porous matrix/inclusions,” *Comput. Mater. Sci.*, vol. 69, pp. 186–196, 2013, doi: <https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2012.11.041>.
- [198] W. G. Buttlar, D. Bozkurt, G. G. Al-Khateeb, and A. S. Waldhoff, “Understanding asphalt mastic behavior through micromechanics,” *Transp. Res. Rec.*, vol. 1681, no. 1, pp. 157–169, 1999.
- [199] Y. H. Huang, *Pavement analysis and design*. 1993.
- [200] S. Shen and H. Yu, “Characterize packing of aggregate particles for paving materials: Particle size impact,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 3, pp. 1362–1368, 2011.
- [201] J.-P. Bilodeau and G. Doré, “Relating resilient behaviour of compacted unbound base granular materials to matrix and interlock characteristics,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 37, pp. 220–228, 2012, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.036>.
- [202] J. L. Fernandes Jr and L. T. D. Gouveia, “Limitation of the Fine Aggregate Angularity (FAA) Test to Predict the Behavior of Asphalt Mixtures,” *Dep. Transp. Univ. Sao Paulo, Brazil*, pp. 1–9, 2003.
- [203] Y. Bi, F. Guo, J. Zhang, J. Pei, and R. Li, “Correlation analysis between asphalt binder/asphalt mastic properties and dynamic modulus of asphalt mixture,” *Constr.*





Appendix 1. Volumetric Percentage Computation

- Binder content : $TL_{\text{exterior}} = \alpha K \sqrt[5]{\Sigma}$
- α : factor depending on the type of aggregates = 2,65/MVRE
- k : Richness module
- Σ : specific surface of the aggregates (m^2/kg) : $100\Sigma = 0,25 G + 2,35 S + 12 s + 150f$
 - G: % ($d \geq 6,3$ mm)
 - S: % ($d 0,25/6,3$ mm)
 - s: % ($d 0,063/0,25$ mm)
 - f: % ($d < 0,063$ mm)

Sieve (mm)	0/2 (15%)	2/4(35%)	4/6(39.5%)	Filler(4.8%)	Mix
8	100	100	100	100	100
6.3	100	100	83	100	93
4	100	85	6	100	55
2	92	2	1	100	21
1	56.8	1	0.7	100	15
0.5	36.5	0.8	0.5	100	11
0.25	25.5	0.7	0.4	100	10
0.125	18.9	0.6	0.3	99	8
0.08	14.6	0.5	0.2	90	7
0.063	13.1	0.5	0.2	80.6	6.5

HMA

- Specific surface of the aggregates (m^2/kg) :
 $100\Sigma = (0,25 \cdot 7) + (2,35 \cdot 83) + (12 \cdot 3.5) + (150 \cdot 6.5)$
 $\Sigma = 12.138$
- α : factor depending on aggregates' type = $2,65/2.449 = 1.082$

$$TL_{\text{exterior}} = 1.082 \cdot 3.26 \cdot \sqrt[5]{12.138} = 5.81\%$$

Mastic 63 microns

- Specific surface of the aggregates (m^2/kg) :
 $100\Sigma = (150 \cdot 6.5)$
 $\Sigma = 9.75$
- α : factor depending on the aggregates' type = $2,65/2.449 = 1.082$

$$TL_{\text{mastic exterior}} = 1.082 \cdot 3.26 \cdot \sqrt[5]{9.75} = 5.56\%$$

$$\frac{TL_{\text{mastic}}}{TL_{\text{HMA}}} = \frac{5.56\%}{5.82\%} = 95.5326\%$$

Steps

- $m_{\text{grains}} + m_{\text{bitumen}} = 1$ unit (1 kg)



- $m_{grains} + 0.0582 * m_{grains} = 1$
- $m_{grains} = \frac{1}{1.0582} = 0.945$
- $m_{bitumen} = 100 - 0.945 = 0.055$
- Bitumen mass value = $0.955 * 0.055 = 0.0525 = 52.5$ gr bitumen
- Filler mass value = $0.945 * 0.065 = 0.0614 = 61.4$ gr fillers

$$\text{For 100 gr of fillers} = \frac{52.5 * 100}{61.4}$$

For 100 gr of fillers, 85.5 gr of bitumen should be added

$$\text{Mastic} = Vf / (Vf + Vb) = \frac{\frac{mf}{\rho f}}{\frac{mf}{\rho f} + \frac{mb}{\rho b}} = \frac{\frac{61.4}{2.72}}{\frac{61.4}{2.72} + \frac{52.5}{1.03}} = 30.7\%$$

Corresponds to a mastic of 31% volume filling rate

Mortar 250 microns

- Specific surface of the aggregates (m^2/kg):
 $100\Sigma = (12 * 3.5) + (150 * 6.5)$
 $\Sigma = 10.19$
- $\alpha = 2,65 / 2.449 = 1.082$

$$\text{TL mastic}_{\text{exterior}} = 1.082 * 3.26 * \sqrt[5]{10.19} = 5.612\%$$

$$\frac{Tl \text{ mastic}}{Tl \text{ HMA}} = \frac{5.612\%}{5.82\%} = 96.43\%$$

Steps

- $m_{grains} + m_{bitumen} = 1$ unit (1 kg)
- $m_{grains} + 0.0582 * m_{grains} = 1$
- $m_{grains} = \frac{1}{1.0582} = 0.945$
- $m_{bitumen} = 100 - 0.945 = 0.055$
- Bitumen mass value = $0.9643 * 0.055 = 0.053 = 53$ gr bitumen
- Filler mass value = $0.945 * 0.01 = 0.0945 = 94.5$ gr fillers

$$\text{For 100 gr of fillers} = \frac{53 * 100}{94.5}$$

For a 100 gr of fillers, 56 gr of bitumen should be added

$$\text{Mastic} = Vf / (Vf + Vb) = \frac{\frac{mf}{\rho f}}{\frac{mf}{\rho f} + \frac{mb}{\rho b}} = \frac{\frac{94.5}{2.72}}{\frac{94.5}{2.72} + \frac{53}{1.03}} = 40.3\%$$

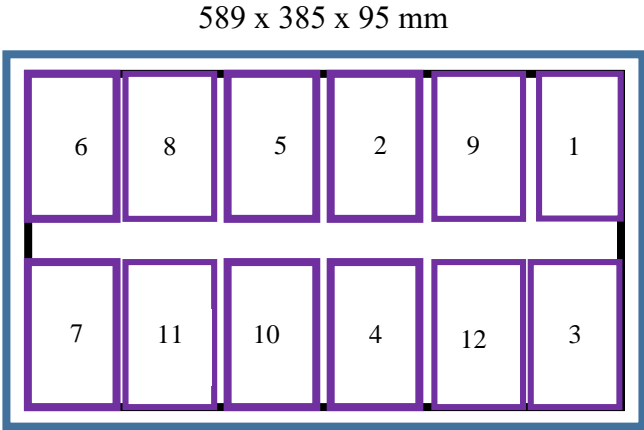
Corresponds to a mastic of 40% volume filling rate



Appendix 2. Samples' characteristics

Samples characteristics (Slab 1)

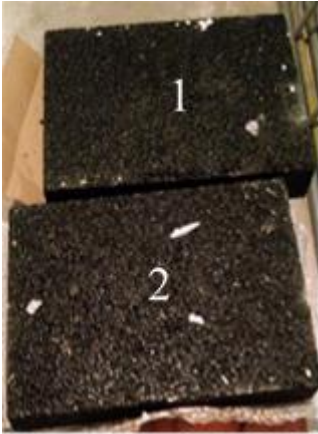
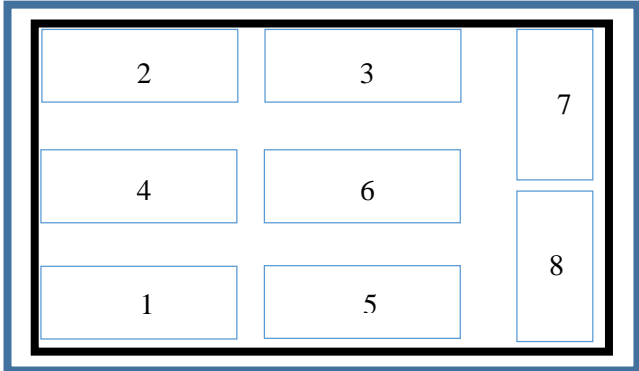
Name	Average H (mm)	Average D (mm)	Mass (Kg)	Voids (%)
4	163,3	74,9	1,5	14,5
2	167,7	75,1	1,5	14,9
9	169,0	75,2	1,6	15,4
12	166,0	75,1	1,5	15,7
10	167,7	75,0	1,5	16,0
5	165,9	75,2	1,5	16,2
13	160,6	75,1	1,5	16,3
1	165,0	75,0	1,5	16,6
8	169,5	75,0	1,5	16,7
7	166,9	75,1	1,5	17,2
6	168,8	75,1	1,5	18,3
3	165,3	75,0	1,5	18,9



Samples characteristics (Slab 2)

589 x 385 x 90

Name	Average height (mm)	Average Radius (mm)	Mass (Kg)	Voids (%)
2	181,20	37,52	1,58	19,30
7	162,28	37,69	1,44	18,84
5	181,23	37,47	1,60	18,40
3	181,25	37,47	1,60	18,29
1	181,18	37,53	1,61	18,07
4	181,19	37,49	1,62	17,34
6	181,39	37,47	1,62	17,23
8	161,75	37,63	1,46	17,06



Appendix 3. Sample preparation for tension-compression testing

Sample Preparation

A. Clogging pores

1. Clean the surface with alcohol
2. Draw 3 vertical lines at 120° on the specimen
3. Draw a rectangle that has the size of the gauge's plastic protection
4. Mix a paste to clog voids in the area prepared.
5. Sand the surface so it becomes smooth and all paste excess is removed

B. Fixing gauges

1. Draw limiting lines (center, gauge's limits, perpendiculars...)
2. Clean the surface with alcohol
3. Clean again with Acid
4. Finally, clean with base
5. Clean the mirror surface
6. Take out the gauge from its plastic protection, separate the copper wires and place it carefully on the mirror
7. To transfer the gauge from the mirror to the specimen, use a scotch tape, place it carefully over the gauge
8. Center the gauge
9. To glue it, a catalyst must be spread on both the surface and the gauge
10. Wait till the catalyst is dry to glue the gauge

After the glue dries, cover the gauge with a protective coat



Appendix 4. MTS' Calibration using an AU4G aluminum specimen

To validate the MTS tension-compression (Young's modulus) experimental procedure, several experiments were carried out on an AU4G aluminum specimen. Aluminum has a purely elastic behavior so the phase angle must be zero. However, it was found while carrying out the experiments that a certain phase angle due to the machine (MTS) and Young's modulus significantly different from 73 MPa was obtained. Consequently, a scientific approach was set up to calibrate the machine by going through several steps.

I. Modulus calculation using a Linear variable differential transformer (LVDT)

As a first step, modulus tests were performed on aluminum using a displacement sensor. It was glued on one side of the specimen in the middle third to measure displacements.

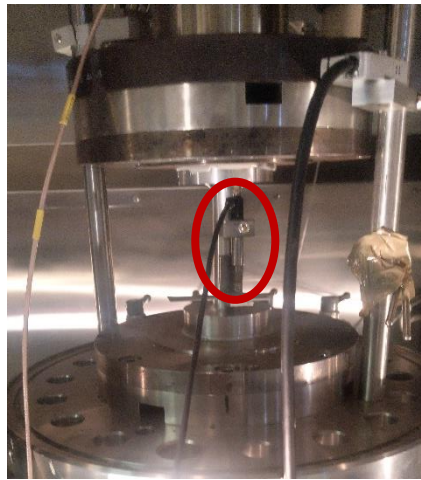


Figure 1: Test using LVDT

- h (central third) = 20 mm

- d (diameter) = 18.96 mm

The values obtained were not satisfactory:

Table 1: Displacement values and applied load

	Displacement (mm)	Load (N)
	0.00139	989
	-0.00239	-985
Difference	0.00378	1974

Table 2: Computation of Young's modulus of the aluminum specimen

Stress(Mpa)	6.992
Displacement (mm)	0.000189
Young's Modulus (Mpa)	36 992,9

Compared with the bibliography, Young's modulus should vary between 73 and 75 Gpa. Therefore, we modified our technique by replacing the LVDT with a gauge.

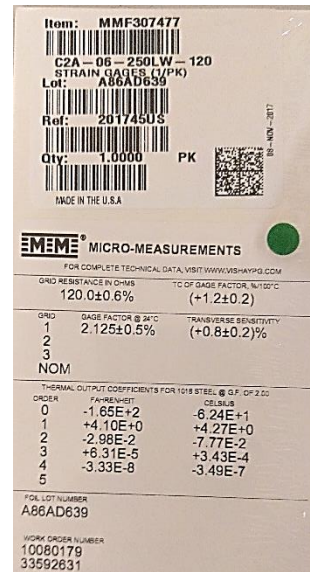
II. Use of a gauge

Since using the LVDT was not successful, a gauge was glued to the specimen. Then, the experiment was carried out again on the aluminum. The results obtained are greater than 75 MPa.





a



b

Figure 2. Specimen with gauge (a) and Gage characteristics (b)

Table 3: Displacement values and applied load

	Displacement (μm)	Load (N)
	53.5	1005
	-39	-1003
Difference	92.5	2008

Table 4 : Computation of Young's modulus of the aluminum specimen

Stress (Mpa)	7.47
Displacement (mm)	92.5×10^{-6}
Young's Modulus (Mpa)	80 758.7

Then, the specimen assembly was rotated at 180°C to measure the displacement on the other side and check if the same values can be obtained.

Table 5: Displacement values and applied load

	Displacement (μm)	Load (N)
	36	1960
	-112	-1960
Difference	148	3920

Table 6: Computation of Young's modulus of the aluminum specimen

Stress (Mpa)	13.88
Displacement (mm)	148×10^{-6}
Young's Modulus (Mpa)	93 811

The found values do not match the previously measured ones. Therefore, we decided to fix an extensometer on the specimen, to impose a load using a different mechanical testing machine known as Zwick. Then, displacements were measured (with a load cell of a capacity of 50 kN). The results are as follows:

Table 6 : Displacement values and applied load

Displacement (μm)	Load (N)
-83	2000
-56	407
Average : 69.5	Difference : 1593



Table 6: Computation of Young's modulus of the aluminum specimen

Stress (Mpa)	5.64
Displacement (mm)	$69.5 \cdot 10^{-6}$
Young's Modulus (Mpa)	81 151

Next, to ensure that the MTS load cell was linear, the load cell's linearity was checked in function of the strain of the aluminum specimen which is measured by a strain gauge.

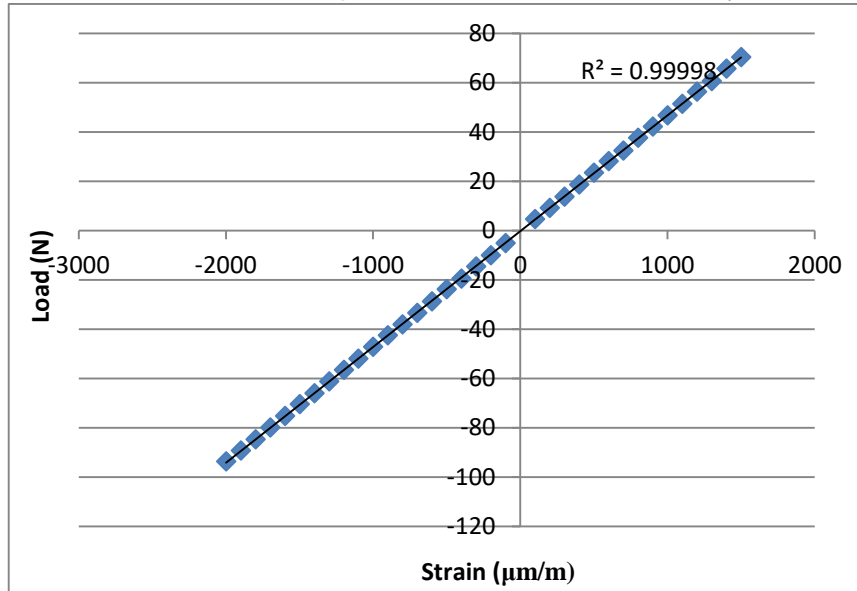


Figure 3. Graph representing the load applied versus the strain obtained.

The excellent correlation coefficient ($R^2 = 0.99998$) shows that the load cell is perfectly linear even if it is used on a very small range of its nominal capacity of 100 kN. After validating the linearity of the load cell, we checked its accuracy by putting a mass of 50Kg (weight 491 N). We obtained the value of 490 on the MTS, an error of 2% was calculated. However, we are unable to measure the displacement of the machine due to the influence of the glue on the results.

III. Modulus calculation using multiple gauges

Next, four gauges at 90° were glued on the specimen. The results found were satisfactory for most frequencies. Problems occurred at 10 and 20 Hz. The strain signals were noisy at high frequencies. However, at low frequencies, the strain signals are clear. In addition, Young's modulus in compression and tension was calculated since, according to the bibliography, a difference of 2% can occur.



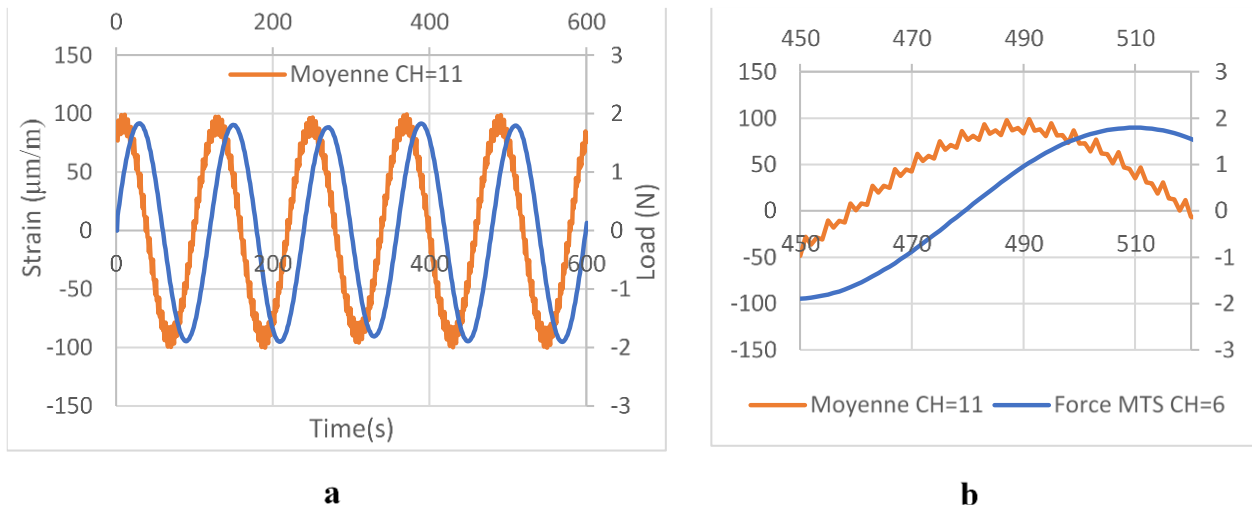


Figure 4. (a) representing the strain and the load at 20 Hz and (b) zoom of the signals at 20°C

The number of acquisition points was set to 100 points per cycle for each frequency.

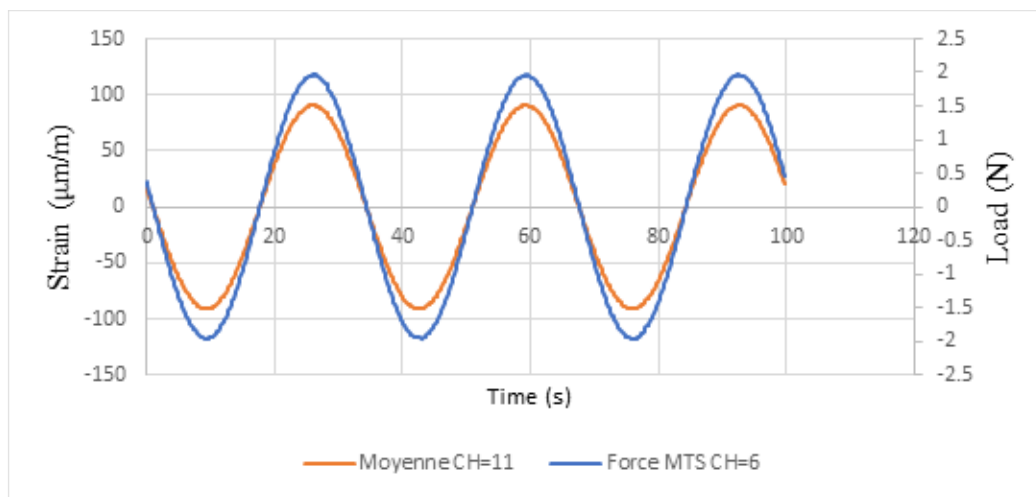


Figure 5: representing the strain and load at 0.03 Hz

We assumed that Δt (lag time computed from signals) is equal to 8.3 ms and therefore we calculated the phase angle as follows:

Table 7. Computation of Young's modulus of the aluminum specimen using 4 strain gauges at 90°.

Frequency	Δt (s)	Et (Mpa)	Ec (Mpa)	Phase Angle(°)
0,03	0,053	76244,15	76602,20	0,1
0,1	0,017	76026,80	76210,79	0,3
0,3	0,0127	75756,69	76338,99	1
1	0,0086	75825,15	75927,51	3
3	0,00845	75544,12	75615,03	9
10	0,00803	72886,40	73122,62	30
20	0,008301	67503,09	65737,18	60



The values of Δt at 0.03, 0.1 and 0.3 Hz are not consistent so we can eventually consider it to be zero because we have no phase shift. Then, the signals were smoothed using the least-squares method. The following table presents the results obtained:

Table 8. Computation of Young's modulus of the aluminum specimen using 4 strain gauges at 90° after smoothing the signals

Frequency	Δt (s)	Et (Mpa)	Ec (Mpa)	Phase Angle (°)
0,03	-1,68	76316,22	76326,83	-0,3
0,1	-0,80	76142,21	76142,21	-0,5
0,3	-0,58	75980,50	75962,58	-1
1	0,50	75808,93	75808,93	3
3	0,49	75669,50	75670,86	9
10	0,48	73568,88	75981,60	30
20	0,48	69582,84	75095,91	61

The results did not vary much regarding the phase shift. The obtained results were satisfactory to correct our asphalt samples results. However, the samples were instrumented with 3 gauges at 120°.

IV. Mounting of an external load sensor

Later on, we decided to mount an external load sensor on the MTS. Its load capacity is 25 kN.

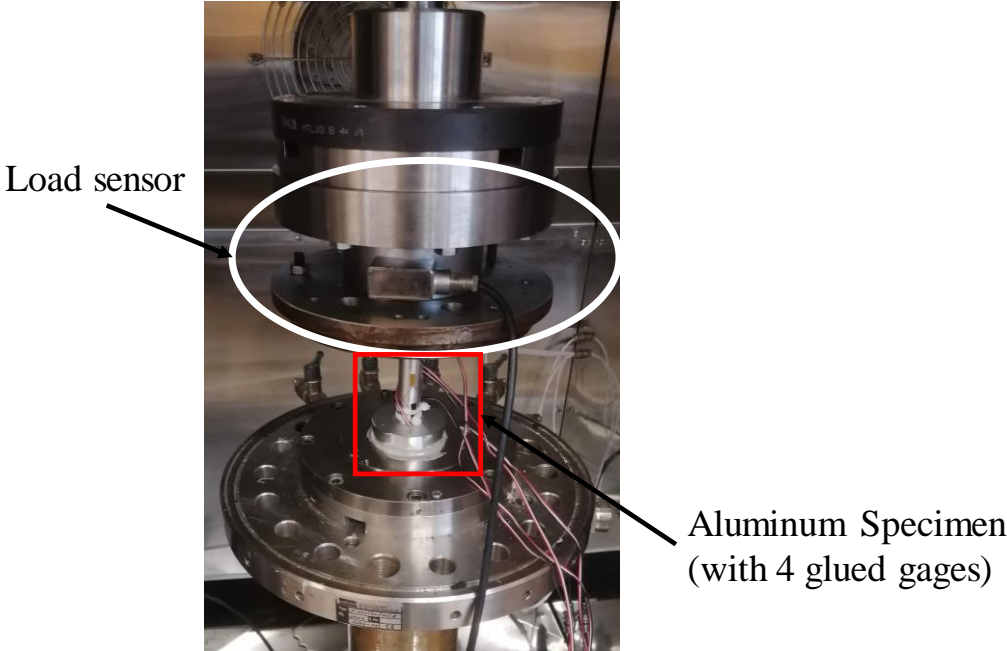


Figure 6. Assembly of the load sensor and the aluminum specimen

The results of the specimen at various temperatures and frequencies showed there was no phase shift and Young's Modulus was equal to 75 GPa.

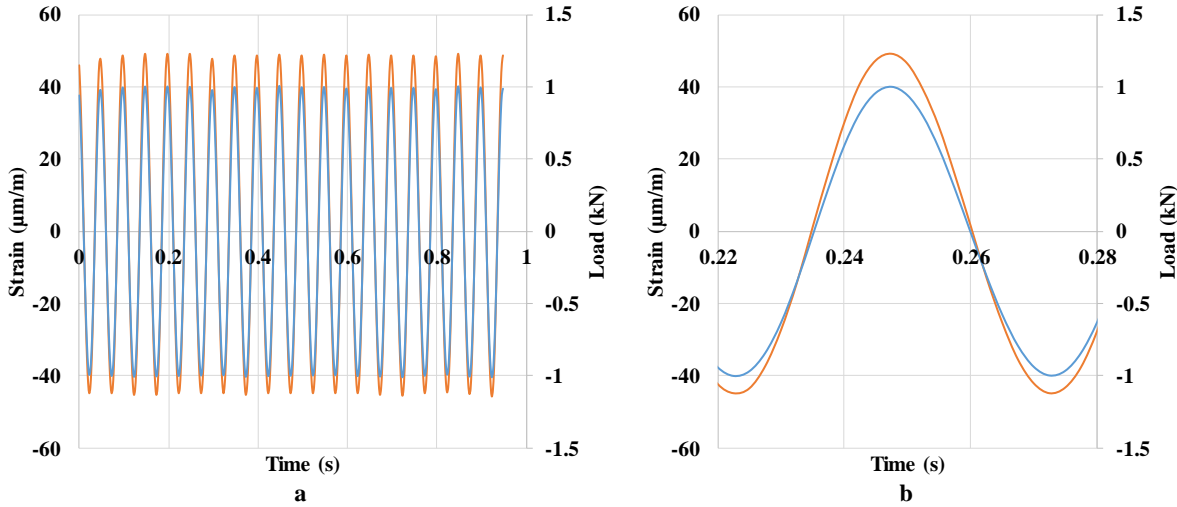


Figure 7. (a) representing the strain and the load at 20 Hz and (b) zoom of the signals at 20°C

Table 9. Computation of Young's modulus of the aluminum specimen using 4 strain gauges at 90° and a load sensor

Frequency	E (MPa)	Phase Angle (°)
0,1	75629	0
1	75536	0
10	75441	0
20	75265	0



Appendix 5. Volume Computation of inclusions' filling rate

Sieve (mm)	Mix
8	100
6.3	93
4	55
2	21
1	15
0.5	11
0.25	10
0.125	8
0.08	7
0.063	6.5

Actual Binder Volume (%)	10.46
Actual Aggregates Volume (%)	69.54
Actual Void Volume (%)	20.00

Mastic 63µm: Mastic 1

$$\text{Binder Content coefficient} = \frac{\text{Binder Content mastic 1}}{\text{Binder Content HMA}} = \frac{5.56\%}{5.82\%} = 95.5\%$$

- Actual Binder Volume * Binder Content coefficient + Fillers content * Actual Aggregates Volume = 10.46% * 95.5% + (6.5%*69.5%) = 14.489%
- Representing 68.9% + 31% for 100%

Mortier 250µm: Mastic 2

- Fillers ≤ 63 µm: 6.5% = 6.5%*69.5% = 4.5 %
- Sand 63 µm <x< 250 µm = 3.5%*69.5% = 2.4%

$$\text{Binder Content coefficient} = \frac{\text{Binder Content mastic 2}}{\text{Binder Content HMA}} = \frac{5.612\%}{5.82\%} = 96.4\%$$

- Actual Binder Volume * Binder Content coefficient + Fillers + Sand= 10.46% * 96.4% + 4.5% + 2.4% = 16.98%
- Representing 59.4% + 26.5% + 14.1% for a 100 %

Mastic 2 = Mastic 1 + 14% inclusions between 63 µm ≤x< 250 µm



Appendix 6. Number of cycles for different strain values defined for each scale

Mastic 2		
0.8%	0.6%	0.4%
10000	30000	100000
20000	50000	200000
40000	70000	300000
50000	100000	400000
100000	150000	600000
200000	300000	800000
300000	400000	1000000
500000	600000	1200000

Mortar		
0.5%	0.24%	0.1%
10000	10000	250000
50000	50000	500000
100000	100000	870000
500000	300000	1000000
1000000	500000	3000000

Asphalt			
0.042%	0.035%	0.031%	0.025%
100000	250000	100000	500000
200000	500000	500000	1000000
500000	1000000	700000	3000000
700000	2000000	1000000	5000000
1000000	3000000	3000000	7000000



Abstract

Asphalt mixture's mechanical properties often depend on the characteristics of its mastic. The latter includes the bitumen and small particles known as fillers. An analysis of bituminous scales (mastic or mortar) can predict the behavior of its corresponding asphalt mix. This thesis focuses on numerically computing and assessing the mechanical properties of bituminous materials i.e. complex modulus and fatigue. The purpose of this study is to validate a numerical method able to assess fatigue damage via a heterogeneous multiscale approach. The modeling was realized using the finite element method (FE). The models consisted of an elastic granular skeleton and a viscoelastic matrix. The granular skeleton was generated in MOA software (French acronym for random object modeler) with respect to a grading curve proper to the studied materials. Under ABAQUS, a finite element software, the fatigue equation was applied to the models. Then, the fatigue damage was computed and presented through visual graphics. Applying the heterogeneous multiscale approach, it was possible to develop a new numerical method to define the damage failure in bituminous mixes. This technique was fairly accurate. It is based on the analysis of damage percentage accumulation in the model. The results showed that the values obtained numerically are similar to the experimental data. An error of less than ten percent was computed throughout the analysis of fatigue damage at the mastic scale. However, at the asphalt scale, this difference is greater due to numerous phenomena such as granular interlocking, viscous dissipation of energy, etc.

Abstract

Les propriétés mécaniques d'un enrobé bitumineux dépendent souvent des caractéristiques de son mastic. Ce dernier comprend le bitume et de petites particules appelées fines. Une analyse des différentes échelles bitumineuses (mastic ou mortier) permet de prédire le comportement de l'enrobé. Cette thèse se concentre sur le calcul numérique et l'évaluation des propriétés mécaniques des matériaux bitumineux, à savoir le module complexe et la fatigue. L'objectif de cette étude est de valider une méthode numérique capable d'évaluer l'endommagement par fatigue via une approche multi-échelle hétérogène. La modélisation a été réalisée en utilisant la méthode des éléments finis (EF). Les modèles sont constitués d'un squelette granulaire élastique et d'une matrice viscoélastique. Le squelette granulaire a été généré dans le logiciel MOA (acronyme français pour random object modeler) en respectant une courbe granulométrique propre aux matériaux étudiés. Sous ABAQUS, un logiciel d'éléments finis, l'équation de fatigue a été appliquée aux modèles. Ensuite, l'endommagement par fatigue a été calculé et présenté sous forme de cartographies visuelles. En appliquant l'approche multi-échelle hétérogène, il a été possible de développer une nouvelle méthode numérique pour définir l'endommagement des mélanges bitumineux. Cette approche s'est avérée assez précise. Elle est basée sur l'analyse de l'accumulation du pourcentage de dommages dans le modèle. Les résultats ont montré que les valeurs obtenues numériquement sont similaires aux données expérimentales. Une erreur de moins de dix pour cent a été calculée en ce qui concerne l'endommagement par fatigue à l'échelle du mastic. Cependant, à l'échelle de l'asphalte, cette différence est plus importante en raison de nombreux phénomènes tels que l'enchevêtrement granulaire et la dissipation visqueuse.

