

COMPORTEMENT EN FATIGUE D'UN ENROBÉ À
MODULE ÉLEVÉ ADAPTÉ AUX RÉGIONS FROIDES :
INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE, DE LA
FRÉQUENCE DE SOLLICITATION ET RELATION
ENTRE LES RÉSULTATS OBTENUS À PARTIR DE
DIFFÉRENTES MÉTHODES D'ESSAI

Par

Mohamed Mounir BOUSSABNIA

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE
SUPÉRIEURE COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE
DOCTORAT EN GÉNIE
Ph.D

MONTREAL, LE 26 NOVEMBRE 2024

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Mohamed Mounir BOUSSABNIA, 2024



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Daniel Perraton, directeur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Hervé Di Benedetto, codirecteur de thèse
Laboratoire de Tribologie & Dynamique des Systèmes à l'École nationale des travaux
publiques de l'état, Université de Lyon

Mme Nicole De Marquette, présidente du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Alan Carter, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Marc Proteau, examinateur externe
Centre Technique Amériques, Eurovia Brossard, Québec

M. Hassan Baaj, examinateur externe
Département de génie civil et environnementale à l'université de Waterloo

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 12 SEPTEMBRE 2024

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE


REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes remerciements à mon directeur de thèse, le Pr. Daniel Perraton, pour son encadrement, sa disponibilité et son soutien tout au long de ce projet. Vos conseils avisés et votre rigueur scientifique m'ont permis de progresser et d'apprendre énormément. J'espère sincèrement avoir été à la hauteur de vos attentes et de la confiance que vous m'avez accordée.

Mes remerciements vont également à mon co-directeur, le Pr. Hervé Di Benedetto, pour son implication sans limites dans mon travail. Votre générosité et votre vision éclairée ont été des sources d'inspiration et de motivation tout au long de cette aventure.

Je souhaite remercier le Pr. Nicole De Marquette pour l'honneur qu'elle me fait en présidant le jury de ma soutenance, ainsi que le Pr. Alan Carter, le Pr. Hassan Baaj, et M. Marc Proteau pour avoir accepté la tâche exigeante d'examiner mon travail. Vos recommandations seront précieuses pour enrichir mes recherches, et je ferai tout pour les honorer.

À mes parents, **Ahmed** et **Soumia**, je vous dois tout. Votre amour, vos encouragements, et votre soutien indéfectible ont été la base de mes réussites. Grâce à l'éducation que vous m'avez donnée et à vos sacrifices, j'ai pu mener à bien cette thèse qui représente autant mon succès que le vôtre. Je vous en suis éternellement reconnaissant.

Ma plus profonde reconnaissance va également à ma femme, Nouha, pour son amour, sa patience, son soutien inébranlable et ses encouragements constants. Merci d'avoir cru en moi et d'avoir supporté les hauts et les bas de cette aventure. À ma sœur Kaoutar, mon frère Mohamed Oussama, et ma princesse bien-aimée, **Ines** — la plus belle fille au monde, ma plus grande fierté —, ainsi qu'à mes "sœurette"  d'amour, mes oncles Mohamed et Mjid, et toute ma famille. Vous êtes ma force, ma fierté et mon inspiration au quotidien. Merci pour vos précieux conseils, votre amour inconditionnel et votre confiance sans limites. Vous êtes les piliers de ma vie, et cette réalisation est autant la vôtre que la mienne.

Un remerciement spécial à M. Sébastien Lamothe, M. Francis Bilodeau et M. Sylvain Bibeau, responsables au LCMB, pour leur aide précieuse et leurs conseils éclairés. Votre expertise et

VI

vosre bienveillance ont permis de réaliser les essais dans des conditions optimales. Merci également pour les moments de convivialité et de camaraderie partagés au laboratoire.

Je souhaite également remercier mes collègues du bureau A1500 ainsi que toute l'équipe du LCMB : Jalil, Younes, Théophile, Marc-André, Samuel, et Charles, parmi d'autres. Merci de m'avoir accueilli dans votre "famille" et pour le soutien, l'amitié, et la bonne humeur qui ont marqué ces années.

Mes remerciements s'adressent au corps professoral et administratif de l'ÉTS pour leur accueil et la qualité de l'enseignement dispensé tout au long de ces deux années. Vous avez contribué à faire de cette expérience une aventure inoubliable.

À Celui qui m'a tout donné, depuis mes premiers instants jusqu'à aujourd'hui, et dont les bienfaits continueront de m'accompagner pour l'éternité, je dédie cette réalisation. Ce succès, cette force, cette persévérance... tout vient de Vous. Les mots ne sauraient traduire ma gratitude ni l'immensité de ce que je Vous dois. Vous savez tout.

À moi-même, je dédie une pensée sincère pour avoir fait face à l'adversité avec courage et résilience, pour n'avoir jamais abandonné, même lorsque les défis semblaient insurmontables. J'ai traversé cette épreuve avec détermination et persévérance, bâtissant chaque étape de ce parcours avec patience et volonté. Cette thèse est le fruit de mon travail acharné et de ma foi en mes capacités, car :

« Confronté à la roche, le ruisseau l'emporte toujours, non par la force mais par la persévérance. » H. Jackson Brown Jr.

**Comportement en fatigue d'un enrobé à module élevé adapté aux régions froides :
Influence de la température, de la fréquence de sollicitation et relation entre les
résultats obtenus à partir de différentes méthodes d'essai**

Mohamed Mounir BOUSSABNIA

RÉSUMÉ

La caractérisation de la fatigue des enrobés bitumineux s'effectue souvent à travers des essais de laboratoire. Néanmoins, les durées de vie en fatigue obtenues à partir de différents types d'essais ne sont généralement pas similaires, même quand ces essais sont réalisés sous des conditions identiques. Cette divergence peut être attribuée à plusieurs facteurs, incluant les méthodes d'analyse des résultats de fatigue, les conditions spécifiques des essais, ainsi que les variations dans la distribution des contraintes et des déformations au sein des différentes éprouvettes.

Cette thèse vise à corréliser les résultats de fatigue d'un enrobé à module élevé, en réduisant les écarts entre les paramètres de la courbe de Wöhler, obtenus à partir de trois familles d'essais : l'essai de flexion 2 points (2PB - *two point bending*), intégré à la méthode de dimensionnement française et soutenu par l'outil de calcul Alizé, l'essai de flexion 4 points (4PB – *four point bending*), utilisé dans l'approche américaine de dimensionnement et pris en charge par l'outil de calcul Pavement M-E, et l'essai de traction-compression (TC), communément adopté au Canada.

À cet égard, une recherche bibliographique approfondie a été entreprise pour identifier les principaux facteurs influençant le comportement en fatigue des enrobés bitumineux et pour comprendre comment ces facteurs impactent les résultats des essais de fatigue. Cette étude a également mis en lumière les lacunes dans la littérature concernant la corrélation des résultats de fatigue obtenus à partir de différents types d'essais.

Pour atteindre les objectifs de cette thèse, un programme expérimental exhaustif d'essais de fatigue a été conçu pour évaluer le comportement en fatigue d'un enrobé à module élevé (EME-14) adapté aux climats froids. Ce programme comprenait trois types d'essais de fatigue : l'essai TC, l'essai 2PB conformément à la norme NF 12697-24, et l'essai 4PB selon la norme AASHTO T 321. L'essai TC a été mené à trois fréquences différentes (5, 10 et 25 Hz) et à quatre températures variées (-10, 0, 10 et 20 °C), dans le but d'analyser l'impact des conditions d'essai sur le comportement en fatigue de l'EME-14. Afin d'alléger le programme d'essai, les essais ont été réalisés en mode contrôle de la déformation seulement.

La structure de cette thèse est divisée en trois parties distinctes, chacune ayant ses objectifs spécifiques. La première partie se concentre sur la méthodologie de détermination de la rupture en fatigue, en tenant compte de différents critères. Deux sous-objectifs sont visés : d'une part, déterminer la durée de vie en fatigue (N_f) et les paramètres caractéristiques de la courbe de fatigue (ou droite de Wöhler), et d'autre part, réduire les écarts observés pour ces paramètres en choisissant judicieusement le critère de rupture. La deuxième partie de la thèse explore, en

VIII

deux phases distinctes, l'influence des conditions d'essai sur le comportement en fatigue de l'EME-14. La première phase vise à valider l'impact de la température (θ) et de la fréquence (f_r) de sollicitation, tandis que la deuxième phase vise à vérifier l'applicabilité du principe d'équivalence temps-température (PETT) dans le domaine de la fatigue pour l'EME-14. Enfin, la troisième partie de la thèse est consacrée au développement d'une méthode pour corréliser les paramètres de la droite de fatigue de l'EME-14, obtenus à partir des essais 4PB et TC. Pour atteindre cet objectif, il est essentiel de mettre au point une méthode d'analyse rationnelle pour interpréter les résultats de fatigue de chaque essai, afin d'obtenir des valeurs précises, et cohérentes de la durée de vie en fatigue (N_f), assurant ainsi que les droites de fatigue issues de ces essais soient comparables.

Mots clés : fatigue, enrobé à module élevé, effet de la fréquence de sollicitation, effet de la température, principe d'équivalence temps-température, courbe de Wöhler

Fatigue Behavior of High-Modulus Asphalt Concrete: Influence of Temperature, Loading Frequency and Relationship Between Results Obtained from Different Test Methods

Mohamed Mounir BOUSSABNIA

ABSTRACT

Fatigue characterization of bituminous mixes is often based on laboratory tests. However, fatigue lifetimes obtained from different types of tests are generally not comparable, even when these tests are carried out under identical conditions. This disparity can be attributed to several factors, including the approach to analyzing fatigue results, specific test conditions, and variations in the stress-strain distribution of different specimens. The aim of this thesis is to harmonize fatigue results, in particular Wöhler curve parameters, obtained from three families of tests, namely: the 2-point bending test (2PB - two point bending), integrated into the French dimensioning method and supported by the Alizé calculation tool, the 4-point bending test (4PB - four point bending), used in the American dimensioning approach and supported by the Pavement M-E calculation tool, and the tension-compression test (TC), commonly adopted in Canada. The main objective is to establish a correlation between these different fatigue test methods and to improve the classical approach to fatigue analysis in order to better reflect the actual fatigue characteristics of asphalt mixes.

To this end, an extensive literature search was undertaken to identify the main factors influencing the fatigue behavior of asphalt mixes, as well as to understand how these factors impact fatigue test results. This study also highlighted gaps in the literature concerning the correlation of fatigue results obtained from different types of tests.

To achieve the objectives of this thesis, a comprehensive experimental fatigue testing program was designed to evaluate the fatigue behavior of a high-modulus asphalt mix (EME-14) adapted to cold climates. The program included three types of fatigue tests: tension-compression (TC), 2-point bending (2PB) in accordance with NF 12697-24, and 4-point bending (4PB) in accordance with AASHTO T 321. The TC test was carried out at three different frequencies (5, 10 and 25 Hz) and four different temperatures (-10, 0, 10 and 20°C), with the aim of analyzing the impact of test conditions on the fatigue behavior of EME-14. In order to simplify the test program, the tests were carried out in strain-control mode only.

The structure of this thesis is divided into three distinct parts, each with its own specific objectives. The first part focuses on the methodology adopted to characterize fatigue failure of specimens, taking into account different criteria, through the three types of tests selected (TC, 2PB and 4PB). Two sub-objectives are targeted: firstly, to determine the fatigue life (N_f) and the characteristic parameters of the fatigue curve (or Wöhler line), and secondly, to reduce the discrepancies observed in the fatigue curve parameters resulting from the three families of tests selected, by judiciously choosing the failure criterion. The second part of the thesis explores, in two distinct phases, the influence of test conditions on the fatigue behavior of EME-14. The first phase aims to validate the impact of loading temperature (θ) and frequency (f_r), while the

second phase aims to confirm the time-temperature equivalence principle (TTSP) in the fatigue domain for EME-14. Finally, the third part of the thesis is devoted to developing a method for correlating the parameters of the EME-14 fatigue line, obtained from the 4PB and TC tests. To achieve this objective, it is essential to develop a rigorous and efficient analytical method for interpreting the fatigue results of each test, in order to obtain accurate and consistent values of fatigue life (N_f), thus ensuring that the fatigue lines derived from these tests are comparable.

Keywords: fatigue, high-modulus asphalt, effect of loading frequency, effect of temperature, time-temperature superposition principle, Wöhler curve

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS DE LA RECHERCHE	3
1.1 Contexte générale.....	3
1.2 Problématique de la recherche	4
1.3 Évaluation des propriétés en fatigue des enrobés bitumineux (EB)	5
1.4 Notion de rupture en fatigue des enrobés bitumineux	8
1.5 Les objectifs de la recherche.....	9
1.6 Importance de la recherche	10
1.7 Organisation de la thèse	11
1.8 Programme expérimental	14
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	17
2.1 Les enrobés bitumineux : Composition et fabrication	17
2.1.1 Définition	17
2.1.2 Les granulats	17
2.1.2.1 Définition	17
2.1.2.2 Caractérisation des granulats	18
2.1.1 Le bitume	20
2.1.1.1 Définitions.....	20
2.1.1.2 Caractérisation du bitume	21
2.1.1.3 Les bitumes modifiés par ajout de polymère	25
2.2 Les enrobés à module élevé EME.....	27
2.2.1 Les bitumes utilisés pour confectionner des enrobés à module élevé EME	29
2.2.2 Les granulats utilisés pour confectionner les EME.....	30
2.2.3 Formulation des enrobés à module élevé EME	32
2.3 Propriétés rhéologiques des enrobés bitumineux.....	34
2.4 Caractérisation des propriétés mécaniques des EB dans le domaine VEL	36
2.4.1 Hypothèses.....	36
2.4.2 Viscoélasticité linéaire	38
2.4.2.1 Définition	38
2.4.2.2 Formules de Boltzmann	39
2.4.3 Le module complexe de Young E^*	41
2.4.4 Le principe d'équivalence temps température PETT.....	43
2.5 Modélisation de comportement viscoélastique linéaire (VEL) de l'enrobé bitumineux	45
2.5.1 Le modèle de Huet.....	46

2.5.2	Le modèle de Huet-Sayegh.....	47
2.5.3	Le modèle 2S2P1D	48
2.6	Caractérisation des propriétés mécaniques des EB dans le domaine de fatigue.....	49
2.6.1	Fonctionnement de la chaussée.....	49
2.6.2	Essais de fatigue en laboratoire.....	51
2.6.2.1	Flexion 2 points 2PB.....	52
2.6.2.2	Flexion 3 points 3PB.....	53
2.6.2.3	Flexion 4 points 4PB.....	54
2.6.2.4	Évaluation des essais de flexion	55
2.6.2.5	Essais traction-compression TC.....	56
2.6.2.6	Types et modes de sollicitation.....	58
2.6.2.7	Conditions d'essai.....	58
2.6.3	Phénomène de la fatigue	59
2.6.4	L'endommagement par fatigue	59
2.6.5	Critères de rupture en fatigue.....	61
2.6.5.1	Les critères basés sur l'évolution du module dynamique	62
2.6.5.2	Les critères basés sur l'évolution de de l'angle de phase	64
2.6.5.3	Critère basé sur l'évolution du module en fonction de l'angle de phase.....	65
2.6.5.4	Critère basé sur la variation des amplitudes de déformation axiale.....	66
2.6.5.5	Critères basés sur les approches énergétiques	68
2.6.6	Méthodes d'analyse d'un essai de fatigue	71
2.6.6.1	Méthode de Wöhler.....	71
2.6.6.2	Approche énergétique	73
2.6.6.3	Approche basée sur l'endommagement développée à l'ENTPE	75
2.6.6.4	Approche basée sur la mécanique continue de l'endommagement.....	78
2.6.6.5	Approche par la mécanique linéaire de rupture	80
2.6.7	Dispersion des résultats.....	80
2.6.8	Paramètres influents le comportement en fatigue des enrobés bitumineux	81
2.6.8.1	Teneur en vides	81
2.6.8.2	Effet des polymères.....	81
2.6.8.3	Influence de la fréquence de sollicitation	82
2.6.8.4	Influence de la température.....	83
2.6.8.5	L'équivalence fréquence-température dans le domaine de la fatigue	86
2.6.8.6	Influence du type d'essai	87
2.6.9	Conclusions.....	88
CHAPITRE 3	MATÉRIAUX DE RECHERCHE ET PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES	91
3.1	Présentation des matériaux utilisés	91
3.1.1	Caractéristiques des bitumes.....	91

3.1.2	Caractéristiques des granulats	93
3.2	Formulation de l'enrobé à module élevé 14 mm (EME-14)	98
3.3	Fabrication des éprouvettes pour les essais thermomécaniques	102
3.3.1	Malaxage des enrobés	102
3.3.2	Cure des enrobés avant le compactage	104
3.3.3	Fabrication d'éprouvettes au compacteur MLPC	105
3.3.4	Identification et entreposage des éprouvettes	107
3.3.5	Délai entre le carottage et la réalisation d'un essai	107
3.3.6	Détermination de la densité brute et de la masse volumique des enrobés à chaud compactés.....	108
3.3.7	Collages des casques sur les éprouvettes	109
3.4	Instrumentation des éprouvettes	110
3.4.1	Extensomètres	111
3.4.2	Thermocouples.....	111
3.4.3	Presse hydraulique	112
3.4.4	Enceinte thermique	113
3.4.5	Pilotage, acquisition et traitement des données	114
3.5	Caractérisation thermomécanique.....	117
3.5.1	Détermination du module complexe (E^*) de l'enrobé.....	117
3.5.1.1	Réalisation de l'essai de module complexe (E^*)	118
3.5.1.2	Modélisation 2S2P1D des résultats de module complexe (E^*)	120
3.5.2	Détermination de la résistance à la fatigue des enrobés	121
3.5.2.1	Essai de traction-compression TC	122
3.5.2.2	Essai de flexion deux points 2-PB	127
3.5.2.3	Essai de flexion quatre points 4-PB.....	132
CHAPITRE 4	MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE DES ESSAIS DE FATIGUE.....	137
4.1	Validation des résultats l'essai de fatigue.....	137
4.1.1	Homogénéité du champ de déformation : évolution des écarts des extensomètres par rapport à la moyenne.....	139
4.1.2	Évolution du centre de la déformation des extensomètres.....	141
4.1.3	Évolution des indices de qualité des extensomètres, du signal de la contrainte et du signal de la déformation.....	142
4.1.4	Conclusions.....	143
4.2	Analyse des résultats d'un essai de fatigue.....	144
4.2.1	Évolution de la température en cours d'essai	144
4.2.2	Évolution du module dynamique en cours d'essai	146
4.2.3	Évolution de l'angle de phase en cours d'essai	149
4.2.4	Évolution de l'amplitude de la contrainte en cours d'essai	150
4.2.5	Évolution du centre de la contrainte en cours d'essai.....	150
4.3	Détermination des durées de vie en fatigue	151
4.3.1	Définitions des critères retenues	151
4.3.2	Méthodologie de détermination des critères retenues.....	152
4.3.2.1	Méthode visuelle basée sur l'observation des courbes de fatigue.....	152

	4.3.2.2	Méthode analytique basée sur la modélisation discrète des courbes de fatigue par une régression linéaire mobile.....	152
4.3.3		Conclusion	153
CHAPITRE 5	COMPARISON OF FATIGUE LAW PARAMETERS OBTAINED FROM TWO-POINT BENDING (2PB) AND TENSION-COMPRESSION (TC) TESTS (Article 1)		155
5.1	Introduction - Partie 1		155
5.2	Abstract		156
5.3	Introduction.....		156
5.4	Objectives		158
5.5	Background		158
5.6	Fatigue analysis.....		161
5.7	Experimental campaign		164
	5.7.1	Sample Preparation	164
		5.7.1.1 Mix Design Characteristics.....	164
		5.7.1.2 Cylindrical Samples	165
		5.7.1.3 Trapezoidal Samples	166
	5.7.2	Experimental Device and Test Principle.....	166
		5.7.2.1 2-Point Bending (2PB) Test.....	166
		5.7.2.2 Uniaxial Tension-Compression (TC) Test.....	167
	5.7.3	Experimental Program	169
5.8	Results.....		170
	5.8.1	Initial Modulus, E_0	170
	5.8.2	Impact of Failure Criteria.....	172
	5.8.3	Impact of Test Type using a Classical Approach	175
	5.8.4	Correlation between TC and 2PB Tests using a new method NM	177
5.9	Conclusion and recommendations		179
CHAPITRE 6	COMPARISON OF FATIGUE LAW PARAMETERS BETWEEN EXTENSION-CONTRACTION (EC) AND FOUR-POINT BENDING (4PB) TESTS (Article 2)		181
6.1	Préambule		181
6.2	Abstract		181
6.3	Introduction.....		182
6.4	Fatigue phenomenon and considered approaches for asphalt mixtures.....		183
	6.4.1	Fatigue phenomenon	183
	6.4.2	Fatigue tests	184
	6.4.3	Fatigue failure criteria.....	185
	6.4.4	Fatigue resistance.....	187
6.5	Material and testing programme		189
	6.5.1	Material	189
	6.5.2	Samples preparation.....	189
		6.5.2.1 All samples.....	189
		6.5.2.2 Cylindrical samples.....	190

	6.5.2.3	Rectangular beam samples.....	190
6.5.3		Fatigue tests	192
	6.5.3.1	All tests	192
	6.5.3.2	Extension-contraction (EC) test.....	192
	6.5.3.3	Four-point bending (4PB) tests.....	193
6.5.4		Testing programme	194
6.6		Results and analysis	195
6.6.1		Initial modulus ($ E_0 * $) determination	195
6.6.2		Fatigue life	197
	6.6.2.1	Fatigue life (N_f) for all criteria.....	197
	6.6.2.2	Comparison of fatigue life (N_f) for criteria $N_{f50\%}$, $N_{fII/III}$ and $N_{fE_φE}$	199
6.6.3		Fatigue law parameters	200
	6.6.3.1	Fatigue law parameters established with all criteria	200
	6.6.3.2	Comparison of fatigue law parameters between EC and 4PB tests	202
6.7		Conclusions and recommendations.....	202
6.8		Résultats additionnels	203
6.9		Conclusion de la Partie 1	204

CHAPITRE 7	EVALUATION OF EFFECT OF THE LOADING FREQUENCY ON THE WÖHLER'S CURVE PARAMETERS OF A HIGH MODULUS ASPHALT CONCRETE (HMAC) (Article 3)		205
7.1		Introduction - Partie 2	205
7.2		Abstract	206
7.3		Introduction.....	206
7.4		Literature Review.....	209
7.5		Asphalt Mix, Slabs and Samples Preparation, Test Methods and Fatigue Analysis Approach.....	210
	7.5.1	Asphalt Mix	210
	7.5.2	Slabs and Samples Preparation	212
	7.5.3	Testing Methods.....	213
	7.5.3.1	Complex Modulus Tests: E^*	213
	7.5.3.2	Tension-Compression Fatigue Tests.....	216
	7.5.4	Fatigue Analysis Approach.....	216
	7.5.4.1	Wöhler's Curve Construction	216
	7.5.4.2	Bias Effect.....	217
7.6		Presentation and Analysis of Results.....	218
	7.6.1	Complex Modulus Tests Results	218
	7.6.2	Fatigue Tests Results	220
	7.6.2.1	Fatigue Life Duration.....	220
	7.6.2.2	Bias effect	221
	7.6.2.3	Wöhler's Curve from Raw Data	222
	7.6.2.4	Effect of the Loading Frequency on the Wöhler's Curves Slopes from Raw Data	223

	7.6.2.5	Influence of Frequency by Considering Identical Slopes	224
	7.6.2.6	Temperature Effect on the Wöhler's Law Parameters.....	225
	7.6.2.7	Effect of the Loading Frequency on the Wöhler's Curves Slopes after Temperature Correction	228
	7.6.2.8	Influence of Frequency by Considering Identical Slopes after Temperature Correction.....	228
7.7	Discussion		229
CHAPITRE 8 TEMPERATURE EFFECT ON THE FATIGUE BEHAVIOUR OF HIGH-MODULUS ASPHALT CONCRETE (HMAC) (Article 4)			
8.1	Abstract		231
8.2	Introduction		232
8.3	Objectives		236
8.4	Fatigue of asphalt mix: literature review		236
	8.4.1	Fatigue-life determination.....	236
	8.4.2	Fatigue-life and fatigue criteria.....	238
	8.4.3	Effect of temperature on fatigue-life.....	239
	8.4.4	Fatigue-life criteria used in French and M-E PDG pavement design methods	241
	8.4.5	Remarks	242
8.5	Materials and Experimental Procedure		243
	8.5.1	Asphalt Mix Design	243
	8.5.2	Slabs and Sample Preparation.....	244
	8.5.3	TC Experimental Setup.....	245
8.6	Experimental Program		247
8.7	Results and discussion		248
	8.7.1	Evolution of normalized dynamic modulus of samples tested at different temperatures	248
	8.7.2	Evolution of the global damage D_g	249
	8.7.3	Self-heating at beginning of test	251
	8.7.4	Fatigue-life.....	252
	8.7.5	Wöhler's curves	253
	8.7.5.1	Bias effect on Wöhler's curve obtained from $N_{f50\%}$ at 11.3 and 21.0 ° C	253
	8.7.5.2	Comparison of $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$	255
	8.7.5.3	Temperature effect on Wöhler's curve parameters ϵ_6 , N_{fI} , and a_2	256
	8.7.6	Prediction of Wöhler's curve parameters at any temperature using classical approach used in M-E PD methods.....	259
	8.7.6.1	Determination of coefficients a_3 and m for HMAC tested mix	259
	8.7.6.2	Prediction of coefficients of the Wöhler's curve (N_{fI} and ϵ_6) for any temperature (θ_i), considering a fixed value of the slope a_2	260
8.8	Conclusions		262

CHAPITRE 9	VALIDATION OF TIME TEMPERATURE SUPERPOSITION PRINCIPLE FOR HIGH MODULUS ASPHALT CONCRETE IN THE LINEAR VISCOELASTIC AND FATIGUE DOMAINS (Article 5).....	265
9.1	Abstract	265
9.2	Introduction.....	266
9.3	Materials and experimental procedures	268
9.3.1	Asphalt mix design	268
9.3.2	Slabs and sample preparation.....	270
9.3.3	TC experimental setup	270
9.3.4	Experimental program	272
9.3.4.1	Properties in the LVE domain.....	273
9.3.4.2	Fatigue domain.....	276
9.3.4.3	FT procedure.....	276
9.3.4.4	Fatigue criteria	276
9.3.4.5	FTRP test procedure	277
9.3.4.6	TTSP in VEL and fatigue domains.....	278
9.4	Results and analysis	280
9.4.1	Validation of TTSP	280
9.4.2	Calculation of the equivalent loading conditions.....	281
9.4.3	Fatigue results	283
9.4.3.1	Continuous fatigue test	283
9.4.3.2	Fatigue life duration	285
9.4.3.3	Fatigue behaviour.....	286
9.4.3.4	Fatigue test with rest period - FTRP	288
9.4.3.5	Fatigue recovery results	291
9.5	Conclusions.....	292
9.6	Résultats additionnels	293
9.7	Conclusion de la Partie 2	295
CHAPITRE 10	RATIONAL RELATIONSHIP BETWEEN THE FATIGUE CURVES OF ASPHALT MIXES OBTAINED FROM TENSION/COMPRESSION AND 4-POINT BENDING TESTS (Article 6)	297
10.1	Abstract	297
10.2	Introduction.....	298
10.3	Background	299
10.3.1	Typical global damage curve	299
10.3.2	Global damage evolution for tests at constant strain amplitude	300
10.3.3	Cyclic loading of a 4-points bending beam (4PB) made of linear viscoelastic damaging material	302
10.3.4	Different features between TC and 4PB test.....	305
10.3.5	Analysis of 4PB fatigue test.....	307
10.3.5.1	Hypothesis of uniform damage within the beam	307

	10.3.5.2 Beam with non-uniform damage: $Dg\epsilon_0$, N given by Equation (10.3)	308
10.4	Experimental program	310
10.5	Test results analysis	313
	10.5.1 Damage measured during TC tests: validation of Equation (10.3).....	313
	10.5.2 Comparison between the evolution of the damage measured in TC and in 4PB for comparable values of ϵ_{0ho}	314
	10.5.3 Fatigue life	315
	10.5.3.1 Wöhler's law	315
	10.5.3.2 Fatigue lives from 4PB and TC tests	316
	10.5.3.3 Validation of the relation between the fatigue law coefficients obtained from TC and 4PB tests	318
10.6	Conclusions.....	320
10.7	Appendix.....	320
10.8	Résultats additionnels	323
	10.8.1 Validation de la méthode de corrélation pour le critère $N_{f\text{ II/III}}$	323
	10.8.2 Validation de la méthode de corrélation pour $\theta = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	324
CONCLUSIONS.....		327
RECOMMANDATIONS		333
ANNEXE I	FICHES TECHNIQUES DES MATÉRIAUX	335
ANNEXE II	MÉTHODE DES MOINDRES CARRÉS	336
ANNEXE III	ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE L'EME-14 DANS LE DOMAINE VISCOÉLASTIQUE LINÉAIRE	339
ANNEXE IV	ÉTUDE DE LA RÉPÉTABILITÉ DES ESSAIS DE FATIGUE	345
ANNEXE V	APPLICATION DES STATISTIQUES AUX DONNÉES DES ESSAIS DE FATIGUE	357
BIBLIOGRAPHIE		371

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1 Synthèse des procédures expérimentales des trois familles d'essai de fatigue	6
Tableau 1.2 Sommaire de l'ensemble des essais de cette thèse.....	14
Tableau 2.1 Synthèse des caractéristiques et procédures expérimentales pour caractériser les granulats	19
Tableau 2.2 Essais rhéologiques pour caractériser les bitumes	23
Tableau 2.3 Liste des anciennes et nouvelles désignations des bitumes suite à l'adoption de la classification MSCR par le MTMD en 2019	25
Tableau 2.4 Exigences relatives au liant dur dure selon les normes européennes.....	31
Tableau 2.5 Limites de granulométrie des mélanges EME en fonction de la taille nominale des granulats du mélange (D) (NF EN 13108-1)	32
Tableau 2.6 Exigences relatives à la granulométrie des mélanges EME (NF EN 13108-1)	32
Tableau 2.7 Module de richesse selon la classe de l'EME.....	33
Tableau 2.8 Exigences en matière de rigidité et de fatigue pour les classes EME	34
Tableau 2.9 Principe de superposition de Boltzmann.....	39
Tableau 3.1 Caractéristiques principales du bitume utilisé	92
Tableau 3.2 Récapitulatif du plan d'échantillonnage	93
Tableau 3.3 Récapitulatif de l'homogénéisation des différentes classes granulaires.....	95
Tableau 3.4 Caractéristiques des granulats fins et du filler	96

Tableau 3.5	Caractéristiques des gros granulats	97
Tableau 3.6	Vérification de la catégorie des granulats utilisés pour la formulation du EME-14	98
Tableau 3.7	Granulométrie de l'EME-14	99
Tableau 3.8	Temps de cure à 170°C en fonction de l'essai	105
Tableau 3.9	Récapitulatif des essais de module complexe utilisés dans ce projet Adapté de Di Benedetto et al. (2005, p. 14) (Schémas de principe)	118
Tableau 3.10	Récapitulatif des déformations imposées lors de l'essai de Module complexe selon la température d'essai	119
Tableau 3.11	Nombre de cycles maximal par fréquence pour l'essai de Module complexe	119
Tableau 3.12	Cycles enregistrés lors de l'essai de fatigue	123
Tableau 5.1	Mix Design Characteristics and Properties	165
Tableau 5.2	Summary of Experimental Parameters for the Fatigue Tests	169
Tableau 5.3	Initial Modulus Values for TC and 2PB Tests (10°C; 25Hz)	171
Tableau 5.4	Fatigue Life from Different Failure Criteria for Tension-Compression (TC) Tests	172
Tableau 5.5	Fatigue Life from Different Failure Criteria for 2-Point Bending (2PB) Tests	173
Tableau 5.6	Values of Wöhler's Law Parameters for TC Test for All Criteria	174
Tableau 5.7	Summary of Fatigue Law Parameters for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests using the Classical Failure Criterion ($a_3 = 2.5$)	177

Tableau 5.8	Summary of Fatigue Law Parameters for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests using the new method ($a_3 = 2.5$; criterion: $N_{FI/III}$)	179
Tableau 6.1	Material properties	189
Tableau 6.2	Testing parameters for the fatigue tests	195
Tableau 6.3	Initial modulus $ E_0^* $ of tested samples for EC and 4PB tests (10 °C; 10 Hz)	196
Tableau 6.4	Fatigue life from different failure criteria for EC tests (10 °C; 10 Hz)	197
Tableau 6.5	Fatigue life from different failure criteria for 4PB tests (10 °C; 10 Hz)	198
Tableau 6.6	Wöhler's law parameters for EC test for all criteria	201
Tableau 6.7	Values of Wöhler's law parameters for 4PB test for all criteria (10 °C; 10 Hz)	201
Tableau 7.1	Binder Properties (PG 88-28)	211
Tableau 7.2	Mix Properties of HMAC14 Prepared in Laboratory	211
Tableau 7.3	Summary of 2S2P1D model parameters	219
Tableau 7.4	Values of E^* norm and phase angle from 2S2P1D model at the fixed reference temperature ($\theta = 11$ °C)	219
Tableau 7.5	Fatigue Test Results at Different Frequencies	221
Tableau 7.6	Wöhler's curves parameters from raw data for all three frequencies	223
Tableau 7.7	Results of the analysis of variance (ANCOVA) from raw data	224
Tableau 7.8	ANCOVA to assess the concordance of the ordinates at the origin of the Wöhler's curves by considering an identical slope (11.3) between the frequencies	225

Tableau 7.9	Summary of Wöhler's law parameters after the temperature correction227
Tableau 7.10	Results of the analysis of variance after temperature correction228
Tableau 7.11	Analysis of variance to assess the concordance of the intersect of the Wöhler's curves by considering an identical slope and the corrected lifetimes229
Tableau 8.1	Bitumen properties (PG 88-28).....243
Tableau 8.2	HMAC mix properties244
Tableau 8.3	Experimental fatigue testing (FT)247
Tableau 8.4	Summary of FT results performed at 10 Hz and four testing temperatures (θ_t).....254
Tableau 8.5	Summary of Wöhler's curve parameters for all temperatures258
Tableau 8.6	Prediction of $N_{f1}(\theta_i, 10 \text{ Hz})$ and $\varepsilon_6(\theta_i, 10 \text{ Hz})$ values at temperatures used in this test program by considering Wöhler's fatigue-life criterion established at 11.3 °C ($\varepsilon_6 = 154 \mu\text{m/m}$, $a_2 = 8.60$, $m=0.58$)261
Tableau 9.1	Bitumen properties.....269
Tableau 9.2	HMAC mix properties269
Tableau 9.3	Loading conditions of performed tests: CMT (complex modulus test), FT (fatigue test) and FTRP (fatigue test with rest period).....273
Tableau 9.4	Applied fatigue loading conditions resulting in equivalent frequency-temperature loading from CMT ₂ results (sample SL24B1)...282
Tableau 9.5	Summary of FT results ($\varepsilon_{10} = 180\mu\text{m/m}$).....284
Tableau 10.1	Summary of experimental parameters for the fatigue tests310
Tableau 10.2	List of tested specimens and amplitude of strain imposed during the test.....311

Tableau 10.3	Binder Properties (PG 88-28)	311
Tableau 10.4	Mix properties of HMAC14 prepared in laboratory (Bitumen PG 88-28).....	312
Tableau 10.5	Fatigue lives from classical criterion ($N_{f50\%}$) for TC and 4PB tests	316
Tableau 10.6	Classical Wöhler's law parameters for TC and 4PB tests	317
Tableau 10.7	Classical and corrected ε_6 values for the two types of fatigue tests (Classical fatigue criterion: $N_{f50\%}$)	319

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Amplitude de déformation nécessaire pour atteindre la rupture après 1 000 000 de cycles pour différents essais de fatigue : traction-compression (TC), flexion 2-points (2PB), flexion 4-points (4PB) et essai de traction indirect (ITT) Tirée de Di Benedetto (2004, p. 12).....8
Figure 1.2	Organisation de la thèse15
Figure 2.1	Les microstructures d'un bitume modifié par ajout d'un polymère EVA avec une teneur en polymère croissante, observée par la microscopie à fluorescence Tirée de PIARC (1999).....26
Figure 2.2	Comportement type des enrobés bitumineux en fonction de la déformation et du nombre de chargements Tirée de J.F. Corté et al. (2004, p.46)35
Figure 2.3	Expérience d'effacement : créneau déformation (a) et réponse du matériau en contrainte (b)39
Figure 2.4	Évolution des efforts (contraintes) et des déplacements (déformations) pour un matériau viscoélastique linéaire41
Figure 2.5	Construction de la courbe maitresse d'un « BBSG » à la température de référence $\theta_{Ref}=10^{\circ}\text{C}$44
Figure 2.6	Représentation schématique du modèle Huet46
Figure 2.7	Représentation schématique du modèle Huet-Sayegh47
Figure 2.8	Représentation schématique du modèle 2S2P1D48
Figure 2.9	Sollicitations dans la chaussée induite par un véhicule50
Figure 2.10	Représentation schématique de l'éprouvette trapézoïdale dans l'essai de flexion 2 points (2PB).....53

Figure 2.11	Schématisation de l'éprouvette et de la sollicitation dans l'essai de flexion 3 points.....	54
Figure 2.12	Schématisation de l'éprouvette et de la sollicitation dans l'essai de flexion 4 points.....	55
Figure 2.13	Schématisation de l'éprouvette et de la sollicitation dans l'essai de traction-compression.....	57
Figure 2.14	Évolution de la rigidité de l'éprouvette suivant trois phases lors d'un essai de fatigue.....	60
Figure 2.15	Critère de rupture classique $N_{f50\%}$	63
Figure 2.16	Critère de rupture de fin de la phase II	64
Figure 2.17	Exemple de détermination des critères de rupture à partir de la courbe ϕ_E -N.....	65
Figure 2.18	Critère de rupture dans l'espace de Black.....	66
Figure 2.19	Évolution des écarts moyens de déformations mesurées par les trois extensomètres pendant un essai de fatigue sur enrobé en mode déformation imposée : a) évolution de la déformation ; b) évolution de l'angle de phase	68
Figure 2.20	Droite de fatigue ou Droite de Wöhler	72
Figure 2.21	Définition des paramètres obtenus de la courbe d'évolution du module en fonction du nombre de cycles Tirée de H Baaj (2002, p. 226)	77
Figure 2.22	Définition des paramètres obtenus de la courbe d'évolution d'énergie dissipée en fonction du nombre de cycles Tirée de H Baaj (2002, p. 225) (L'évolution de l'énergie dissipée représentée est celle d'un essai en contrainte imposée).....	77
Figure 2.23	Droites de fatigues à différente température : a) Essai 4PB, b) Essai IDT. Tirée de Cheng et al. (2021, p. 6)	85

Figure 3.1	Schéma du processus d'homogénéisation des classes granulaires à travers un séparateur mécanique Tirée de Proteau-Gervais (2019, p. 149).....	94
Figure 3.2	Ensemble des matériaux granulaires prélevés et homogénéisés Tirée de Proteau-Gervais (2019, p.151).....	95
Figure 3.3	Granulométrie de l'EME-14.....	101
Figure 3.4	Malaxeurs thermo-régulés, de Capacité de 80 kg, utilisé pour la confection de l'EME-14 Lieu : CTA à Brossard	104
Figure 3.5 a)	Patron de sciage pour des essais de fatigue et de Module complexe à partir d'une plaque MLPC; b) Carottage de la section pour obtenir les échantillons cylindriques pour l'essai TC (méthode d'essai LC 26-690) (toutes les dimensions sont en millimètres)	106
Figure 3.6	Nomenclature des éprouvettes provenant de plaques MLPC	107
Figure 3.7	Banc de collage : a) image d'une vue dans le plan X-Z, b) Schématisation d'une vue dans le plan Y-Z. Tirée de Lamothe (2014, p. 217)	110
Figure 3.8	Presse MTS 810 installée au laboratoire LCMB à l'ÉTS	113
Figure 3.9	Capture d'écran d'un fichier Excel de données brutes d'essai de fatigue	115
Figure 3.10	Exemple de signal de déformation moyenne (signal discret) approché par la méthode des moindres carrés (signal continue)	116
Figure 3.11	Influence des paramètres du modèle 2S2P1D sur la courbe du module complexe dans le plan Cole-Cole	120
Figure 3.12	Dispositif pour l'essai de traction-compression : a) image du dispositif global et b) vue supérieure d'un échantillon instrumenté.....	123
Figure 3.13	Essai de fatigue 2-PB : a) Dispositif expérimental au centre de recherche de Mérignac en France ; b) Schéma descriptif des dimensions de la poutre trapézoïdale	128

Figure 3.14	a) Image d'un échantillon trapézoïdale fissuré ; b) Distribution des contraintes dans une poutre trapézoïdale Adaptée de Maggiore (2012)	129
Figure 3.15	Patron de sciage des éprouvettes trapézoïdales	130
Figure 3.16	Gabarit pour le collage d'échantillons trapézoïdaux sur les plaques d'extrémité d'un appareil de flexion à deux points Tirée de Maggiore (2012, p. 124)	130
Figure 3.17	Dispositif expérimental de l'essai 4-PB.....	132
Figure 3.18	Instrumentation d'une poutre lors d'un essai 4-PB.....	133
Figure 3.19	Distribution des contraintes de flexion au sein de la poutre durant un essai 4-PB Adaptée de Maggiore (2012, p. 127)	134
Figure 3.20	a) Schéma de sciage de la dalle à partir du compacteur MLPC ; b) Coupe de la section pour obtenir la poutre rectangulaire pour l'essai 4-PB (norme NF EN 12697-24) (toutes les dimensions sont exprimées en millimètres).....	135
Figure 4.1	Évolution des écarts des extensomètres par rapport à la moyenne	140
Figure 4.2	Évolution du centre de la déformation des extensomètres en fonction du nombre de cycles –Essai de fatigue PL19-C3	142
Figure 4.3	(a) Écart entre le signal de la déformation mesuré et calculé ; (b) Évolution de l'indice de qualité des extensomètres, du signal de la contrainte et du signal de la déformation en fonction du nombre de cycles – Fatigue PL19-C3	143
Figure 4.4	Évolution de la température en fonction du nombre de cycles Fatigue PL19-C3	146
Figure 4.5	Évolution du module dynamique: (a) Forme usuelle attendue – PL19-C3 ; (b) Forme non-usuelle faite de non-homogénéité du champ de déformation – PL25-A2 ; (c) Forme non-usuelle faite de délai important quant à la stabilisation de la déformation – PL18b-A4.....	148

Figure 4.6	Évolution de l'angle de phase en fonction du nombre de cycles – Fatigue PL19-C3149
Figure 4.7	Évolution de l'amplitude de la contrainte et de la contrainte moyenne en fonction du nombre de cycles (PL19-C3)150
Figure 4.8	Évolution du centre de la contrainte en fonction du nombre de cycles ...151
Figure 5.1	Evolution of Rigidity (Complex Modulus) as a Function of the Number of Cycles. From H Baaj (2002).....160
Figure 5.2	Strain amplitude needed to reach fatigue failure after 1,000,000 cycles for different fatigue tests; uniaxial Tension-Compression (TC), 2-Point bending (2PB), 4-point bending (4PB), and Indirect Tensile Test (ITT) From Benedetto, Roche, Baaj, Pronk, & Lundström (2004)162
Figure 5.3	Fatigue test results presented in Black domain to identify the phase II and III threshold (a) data from TC and 4PB tests (Benedetto et al., 2004), and (b) data from 2PB test.....163
Figure 5.4	(a) Sawing pattern on slab from MLPC plate compactor; (b) Coring of samples (Standard NF P 98-250-3: AFNOR, 1992) and (c) Illustration depicting the 2PB test (all dimensions in millimeters)166
Figure 5.5	a) Trapezoidal specimen for 2PB, b) Point bending equipment, and c) Stress distribution in trapezoidal specimen. From Maggiore & Airey (2013)167
Figure 5.6	Setup for tension-compression test: a) Picture of the overall setting and b) Upper view of the instrument sample168
Figure 5.7	Example of stress (σ_1) and strain (ϵ_1) measurements (data) and sinusoidal fitting curves168
Figure 5.8	Initial stiffness E_0 for obtained from Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) Tests170
Figure 5.9	Fatigue curves for Tension-Compression (TC) test at 10°C and 25 Hz from different failure criteria.....175

Figure 5.10	Wöhler curves for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests at 10°C and 25 Hz from classical approach176
Figure 5.11	Wöhler curves for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests at 10°C and 25 Hz using the proposed new method178
Figure 6.1	Evolution of the norm of complex modulus ($ E^* $) according to number of cycles (N). Adapted from H Baaj (2002)185
Figure 6.2	Fatigue test results presented in Black space to identify the phase III (failure) identification as "a" for EC test, and points "b", "c" and "d" for 4PB tests From Benedetto et al. (2004)187
Figure 6.3	Strain amplitude needed to reach fatigue failure after 1,000,000 cycles (ϵ_6) for different fatigue tests: uniaxial extension-contraction (EC), two-point bending (2PB), four-point bending (4PB) and indirect tensile test (ITT). From Benedetto et al. (2004)188
Figure 6.4	a) Sawing pattern on slab from MLPC slab compactor; b) Section coring to obtain the cylindrical samples for EC test (test method LC 26-690) (all dimensions in millimeters).....191
Figure 6.5	a) Sawing pattern on slab from MLPC slab compactor; b) Section cutting to obtain the rectangular beam for 4PB test (standard NF EN 12697-24) (all dimensions in millimeters)191
Figure 6.6	Experimental device for EC test: a) View of sample with measurements system and b) Upper view of the instrumented sample ..193
Figure 6.7	Experimental device for 4PB test: Solicitations applied on sample and reactions, and displacement measurements by LVDTs194
Figure 6.8	Initial modulus $ E_0^* $ of tested samples from EC and 4PB tests (10 °C; 10 Hz).....196
Figure 6.9	Fatigue curves from all failure criteria for EC test (10 °C; 10 Hz; sample number indicated).....199
Figure 6.10	Fatigue curves from all failure criteria for 4PB test (10 °C; 10 Hz; sample number indicated).....199

Figure 6.11	Fatigue curves from criteria $N_f50\%$, N_{fII}/III and $N_{fE_ϕE}$ for EC and 4PB tests (10 °C; 10 Hz).....	200
Figure 6.12	Variation des paramètres de la courbe de Wöhler pour les essais TC et 4PB selon différents critères de ruptures : a) la pente et b) $ε_6$. Les intervalles de confiance ont été calculés à un niveau de confiance de 95 % en utilisant la loi de Student	203
Figure 7.1	(a) Sawing pattern on Compacted Slab; (b) Coring Samples for TC Test (Standard NF P 98-250-3: AFNOR, 1992) (note: dimensions in mm)	212
Figure 7.2	Testing Matrix.....	213
Figure 7.3	Setup for Tension-Compression test: a) Picture of the Overall Setup and, b) Upper View of an Instrumented Sample	214
Figure 7.4	Schematic representation of the 2S2P1D model Tirée de Olard,(2003, p .125).....	215
Figure 7.5	Representation of the normalized complex modulus results: a) Cole-Cole plan; b) Black diagram	218
Figure 7.6	Wöhler's curve from raw data for all frequencies: 5, 10 and 25 Hz.....	222
Figure 7.7	Wöhler's curve for all three frequencies after temperature correction (cor : temperature correction)	227
Figure 8.1	Research flowchart methodology	235
Figure 8.2	Fatigue results from homogeneous test (such as tension–compression test) performed at a specific temperature ($θ_t$) and frequency (f_t): a) Evolution of dynamic modulus ($E_0 * (ε_0, N)$) normalized by initial dynamic modulus value ($E_0 * (ε_0)$); b) Evolution of global damage $Dgε_0, N$. Adapted from Di Benedetto et al. (2023).....	238
Figure 8.3	Procedure for determining Wöhler's curve coefficients at different temperatures ($θ$) in fixed-frequency conditions (f_t): a) Classical Wöhler's curve in $\log N_f(ε_0, θ) - \log ε_0$ domain; b) Determination of coefficient a_3 in $\log N_{f1}(θ) - \log E * (θ)$ scale; c) Determination of coefficient m in $\log ε_6(θ) - \log E * (θ)$ scale.....	240

Figure 8.4	a)Sawing pattern of compacted slabs; b) Coring to obtain cylindrical samples for TC testing (test method LC 26-690) (all dimensions in millimeters)	245
Figure 8.5	Instrumentation for TC test samples: a) Photo of instrumented sample; b) Schematic upper view of sample with measurement devices	246
Figure 8.6	Normalized modulus evolution as a function of number of cycles for all tested temperatures: a) -8.3 °C; b) 1.4 °C; c) 11.3 °C; d) 21.0 °C. The curves are plotted in a semi-logarithmic domain for the x-axis (N data); each curve is identified in the legend by the name of the sample and the corresponding strain	249
Figure 8.7	Damage evolution $D_g(\epsilon_0; N)$ (according to Bodin model) measured during TC fatigue tests with different imposed strain amplitudes (ϵ_0) plotted as a function of the variable as a function of $N \cdot \epsilon_0^\beta$	250
Figure 8.8	Influence of test temperature on self-heating: a) Normalized dynamic modulus evolution as a function of number of cycles (N) for three tested samples at $\epsilon_0 = 130 \mu\text{m/m}$, and three different temperatures (-9.0, 1.2, and 11.4 °C); b) Evolution of temperature increase and strain amplitude in first 100,000 cycles	252
Figure 8.9	$N_{f50\%}$ Wöhler's curves at 11.3 and 21.0 °C, obtained using two intervals for E_0 * determination: Int1 [100,300] and Int2 [480,600]. The red arrows indicate tests that were stopped before reaching the failure criterion (50% decrease of E_0 *)	255
Figure 8.10	$N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$ Wöhler's curves at 11.3 and 21.0 °C. The red arrows indicate tests that were stopped before reaching the failure criterion.....	256
Figure 8.11	$N_{fII/III}$ Wöhler's curves for all tested temperatures.....	257
Figure 8.12	Relationship between Wöhler's curve parameters and FT temperature θ_i : a) Evolution of slope a_2 ; b) Evolution of ϵ_6 ; c) Evolution of intercept N_{f1} in semi-log scale. Confidence intervals were calculated at 95% confidence level using Student's Law	259

Figure 8.13	Determination of coefficient used in classical fatigue damage model to account for temperature effect on Wöhler's curve by plotting experimental data: a) parameter a_3 of $\log(N_{f1}(\theta_i))$ as a function of $\log(E_0 * (\theta_i))$; b) $m \log(N_{f1}(\epsilon_6))$ as a function of $\log(E_0 * (\theta_i))$	260
Figure 9.1	Instrumentation of the tested samples in TC: a) Positioning of the extensometers on the sample and, b) Schematic upper view of the sample with measurement devices.....	271
Figure 9.2	Schematic description of the experimental procedures for: a) CMT ₂ complex modulus and, b) fatigue tests (FT) (note: CMT ₁ follows the same protocol schematised in (a) with $\theta \in [-35^\circ\text{C} \text{ to } +35^\circ\text{C}]$).....	275
Figure 9.3	Schematic description of the experimental procedures for fatigue test with rest period (FTRP).....	278
Figure 9.4	Schematic representation of TTSP concept transposed to fatigue testing.....	279
Figure 9.5	Data from CMT ₁ (sample SL19A3) and 2S2P1D curves (continuous lines): a) Master curve of the phase angle of complex modulus at $\theta_0 = 8.8^\circ\text{C}$, b) Master curve of the norm of complex modulus at $\theta_0 = 8.8^\circ\text{C}$, c) data in Cole-Cole plan and, d) data in Black space	281
Figure 9.6	a) Master curve of CMT ₂ data: norms of complex modulus ($\theta_0 = 11.0^\circ\text{C}$), b) Master curve of CMT ₂ data: phase angles of complex modulus ($\theta_0 = 11.0^\circ\text{C}$) and, c) Shift factors a_T at $\theta_0 = 11.0^\circ\text{C}$ from CMT ₂ data	283
Figure 9.7	Fatigue life duration, as a function of fatigue criterion $N_{III/III}$, the temperature and test frequency, including data, average value (x), standard deviation (s) and confidence interval (CI = $\pm 2s$)	286
Figure 9.8	Results from fatigue tests (FT). Evolution of the normalised complex modulus: a) versus the time and, b) versus the equivalent time for all fatigue tests.....	287

Figure 9.9	Results from FTTRT of sample SL26C2: a) normalised dynamic modulus evolution in shifted time domain (starting at the beginning of the loading period), b) normalised dynamic modulus evolution in shifted equivalent time domain, c) surface temperature evolution, d) dissipated energy evolution and, e) evolution of the power dissipated per cycle versus the surface temperature ($\Delta\theta_i$)290
Figure 9.10	FTRP results: a) Evolution of the dynamic modulus as a function of shifted time (t_{st}) (starting at the beginning of the loading period) and, b) Evolution of the dynamic modulus as a function of the shifted equivalent time ($t_{st_eq} = a_T/t_{st}$).....292
Figure 9.11	Isochrone des valeurs $ E^* $ obtenus à partir du modèle 2S2P1D pour la PL19.....294
Figure 10.1	Typical schematic representation of fatigue results from uniform test (such as tension- compression test): a) evolution of the dynamic (or norm of the complex) modulus normalized by the initial dynamic modulus value ($E_0 * (\epsilon_0)$), b) Wöhler's curve (considering the classical 50% modulus decrease as fatigue life criteria), c) evolution of the global damage D_g and, d) validation of equation (10.3) considering $N \epsilon_0 \beta$ as x variable301
Figure 10.2	Schematic representation of the strain values in a beam subjected to 4PB test304
Figure 10.3	Different damage measurements between uniform TC fatigue tests (left) and non-uniform 4PB fatigue tests (right). The solution consists in finding the strain amplitude value ϵ_{0ho} of a TC test having the same experimental curve as the one of a 4PB test where boundary fibres have a strain amplitude of ϵ_{0max}306
Figure 10.4	Damage (global damage, D_g) measured during the TC fatigue tests for various levels of imposed strain amplitudes (ϵ_0) plotted as a function of the variable $N \epsilon_0 \beta$313
Figure 10.5	Evolution of the measured damage (D_{exp}) for specimens tested in TC: PL05-C3 ($\epsilon_0 = 140 \mu m/m$) and PLS01-A2 ($\epsilon_0 = 143 \mu m/m$) and specimens tested in 4PB: SL16-106 and SL16-107 having ϵ_{0ho} values of $143 \mu m/m$ (i.e. $\epsilon_{0max} = 185 \mu m/m$)314

Figure 10.6	Fatigue curves from classical criterion ($N_{f50\%}$) for TC and 4PB tests and corrected curve for 4PB tests considering ε_{0ho} (Eq. (10.25))317
Figure 10.7	Graphical representation of the differences between the classical values and the corrected values for the two types of fatigue tests considered319

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

2PB	<i>2 Points Bending</i> (Essai en flexion deux points)
2S2P1D	Modèle rhéologique composé de deux ressorts, deux éléments paraboliques et un amortisseur (<i>2 Springs, 2 Parabolic, 1 Dashpot</i>)
3PB	<i>3 Points Bending</i> (Essai en flexion trois points)
4PB	<i>4 Points Bending</i> (Essai en flexion quatre points)
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AFNOR	Association Française de Normalisation
Alizé	Alizé-LCPC (Logiciel)
BBME	Béton bitumineux à module élevé
BBR	<i>Bending Beam Rheometer</i>
BBTM	Béton Bitumineux Très Mince
BMP	Bitume modifié par polymères
BNQ	Bureau de normalisation du Québec
CMVM	Courbe de masse volumique maximale
CSA	<i>Concrete Society of America</i>
CRSNG	Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada
CTA	Centre Technique Amériques d'Eurovia
DER	<i>Dissipated Energy Ratio</i>
d_{mb}	Densité brute du mélange
d_{mm}	Densité maximale du mélange
DOT	<i>Department of Transportation</i>
DSR	<i>Dynamic Shear Rheometer</i>

XXXVIII

EB	Enrobé bitumineux
Éch.	Échantillon
EME	Enrobé à module élevé
EN	<i>Européen Norme</i>
ENTPE	École Nationale des Travaux Publics de l'État
ER	<i>Energy ratio</i>
Ép.	Épaisseur
Épr.	Éprouvette
ÉTS	École de technologie supérieure
EVA	Éthylène-acétate de vinyle
FT	<i>Fatigue test</i>
FTRT	<i>Fatigue test with rest time</i>
GNM	Grosseur nominale maximale
HMA	<i>Hot Mix Asphalt</i>
IDRRIM	Institut des routes, des rues et des infrastructures pour la mobilité
IP	Indice de pénétrabilité
IQ	Indice de qualité
IRI	Indice de rugosité international
LA	Los Angeles
LC	Laboratoire des chaussées
LCMB	Laboratoire sur les chaussées et matériaux bitumineux
LCPC	Laboratoire central des ponts et chaussées
Log	Fonction logarithmique

Max	Maximum
MD	Micro-Deval
ME	Mécaniste empirique
MG	Matériau granulaire
Min	Minimum
MLPC	Matériel des laboratoires des ponts et chaussées
MMC	Mécanique des milieux continus
MSCR	<i>Multiple Stress Creep Recovery</i>
MTMD	Ministère des Transports et de la Mobilité Durable
MTS	<i>Material Testing Systems</i>
NA	Non applicable
NF	Norme française
NQ	Norme québécoise
NR	Non réalisé
NS	Non spécifié
PAV	<i>Pressure Aging Vessel</i>
PCG	Presse à cisaillement giratoire
PE	Polyéthylène
PETT	Principe d'équivalence temps-température
PG	<i>Performance Grade</i> (Grade de performance)
PL	Plaque
PvME	<i>AASHTOWare Pavement ME Design</i> (Logiciel)
RDC	Recherche et développement cooperative

RDEC	<i>Ratio of Dissipated Energy Change</i>
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
RV	<i>Rotational viscometer</i>
SBS	Styrene-Butadiene-Styrene
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SMA	<i>Stone Mastic Asphalt</i>
SSS	Saturé superficiellement sec
TBA	Température bille anneau
TC	Traction-compression
TSRST	<i>Thermal Stress Restrained Specimen Tensile Strength</i>
VAM	<i>Voids of Aggregate Mineral</i>
V _b	Volume de bitume total
V _{ba}	Volume de bitume absorbé
V _{be}	Volume de bitume effectif
VEL	Viscoélastique linéaire
V _{gb}	Volume brut du granulat
V _{ge}	Volume effectif du granulat
V _i	Volume des vides interstitiels
V _{mb}	Volume brut de l'enrobé compacté
V _{mm}	Volume de l'enrobé sans vides interstitiels
WLF	Loi de William, Landel et Ferry

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

A	Masse dans l'air de l'éprouvette sèche (d_{mb})
a_1	$= N_{f1}(\theta_{test}, f_{test}) E^*(\theta_{test}, f_{test}) ^{a_3}$
a_2	Coefficient représentant la pente de la droite de fatigue dans le domaine bi-logarithmique ($\log N_f$ vs $\log \epsilon_0$) ($a_2 = -1/b$)
a_3	Coefficient représentant la pente de la droite de la relation $\log N_{f1}$ vs $\log E_\theta^* $
a_T	Fonction de translation
b	Pente de fatigue sous forme de loi bi-logarithmique ($b = -1/a_2$)
B	Masse dans l'air de l'éprouvette partiellement SSS (d_{mb})
β	Paramètre lié à l'amortisseur Newtonien : $\eta = (E_0 - E_{00}) * \beta * \tau$ (Modèle 2S2P1D)
C_1	Constante de l'enrobé bitumineux dans la loi WLF
C_2	Constante de l'enrobé bitumineux dans la loi WLF
D	Dommages
d/D	Diamètre minimal (d) et maximal (D) des particules d'une classe granulaire
δ	Constante sans dimension (Modèle 2S2P1D) ou Écart-type de la distribution de $\log(N_f)$ à la rupture
$\Delta \epsilon_{EXTi}$	Écart des déformations mesurées par l'extensomètre i par rapport à la moyenne
\emptyset	Diamètre
E	Module élastique ou module de Young (Enrobé bitumineux)
E_0	Module vitreux ($\omega \rightarrow \infty$) (Modèle 2S2P1D)
E_{00}	Module statique ($\omega \rightarrow 0$) (Modèle 2S2P1D)
E_1	Module d'élasticité dynamique (Composante élastique)
E_2	Module de perte (Composante visqueuse)

E^*	Module complexe (Enrobé bitumineux)
$ E_0^* $	Module dynamique initial
$ E^* $	Module dynamique (Enrobé bitumineux)
$ E_n^* $	Module dynamique au moment n
ε	Déformation
ε_0	Amplitude de la déformation imposée
$\varepsilon_{0 \text{ Exti}}$	Centre du signal de la déformation de l'extensomètre i
ε_6	Déformation menant à la rupture du matériau à 10^6 cycles
$\varepsilon_6 (\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$	Déformation menant à la rupture du matériau à 10^6 cycles à la température (θ_{test}) et fréquence d'essai (f_{test})
$\varepsilon_{A \text{ Exti}}$	Amplitude du signal de la déformation de l'extensomètre i
η	Viscosité newtonienne
f_r	Fréquence
$Fr\text{-}eq$	Fréquence équivalente ou réduite
f_i	Facteur au mois i
f_{site}	Fréquence sur site
f_{test}	Fréquence d'essai
$G_{\text{calculé}}$	Grandeur du signal calculé
$G_{\text{mesuré}}$	Grandeur du signal mesuré
h	Paramètre des éléments parabolique ($0 < k < h < 1$) (Modèle 2S2P1D)
H	Hauteur de l'éprouvette
h_f	Hauteur d'arrêt de la compaction à la PCG
i	Partie imaginaire du nombre complexe où $i^2 = -1$

k	Paramètre des éléments parabolique ($0 < k < h < 1$) (Modèle 2S2P1D)
m/m	Déformation
$\mu m/m$	Microdéformation
n	Nombre de points analysés
N	Nombre de cycles de chargement
N_{10}	10 ^{ième} giration (Aptitude au compactage PCG)
N_{200}	200 ^{ième} giration (Aptitude au compactage PCG)
N_{Design}	Giration de design (100 ^{ième} pour l'EME-14) (Aptitude au compactage PCG)
N_f	Nombre de cycles menant à la rupture ou durée de vie en fatigue
N_{f1}	Durée de vie pour une ε_0 de 1 m/m
$N_{f1}(\theta_{test}, f_{test})$	Durée de vie pour une ε_0 de 1 m/m à la température (θ_{test}) et fréquence d'essai (f_{test})
$N_{f50\%}$	Nombre de cycles associé à une réduction de 50% de $ E_0^* $
$N_{f\Delta ext}$	Nombre de cycles associé au moment où les déformations mesurées par un extensomètre s'éloignent de x % par rapport à la moyenne
$N_{f\Delta\phi E ext}$	Nombre de cycles associé au moment où l'angle de phase mesuré par un extensomètre s'éloigne de x° par rapport à la moyenne.
$N_{f\phi E max-E^*}$	Nombre de cycles associé au pic ($ E^* $; ϕ_E)
$N_{f\phi E max-N}$	Nombre de cycles associé à la valeur maximale de ϕ_E
$N_{f(\theta, f)}$	Nombre de cycles associé à la rupture du matériau en fatigue pour une déformation (ε_0) à une quelconque température et fréquence (θ, f)
N_{fi}	Nombre de cycles associé à la rupture du matériau à la déformation i
$N_{fII/III}$	Nombre de cycles cernant la transition entre les phases II et III
N_f^{labo}	Durée de vie en fatigue déterminée en laboratoire

N_f^{Site}	Nombre de cycles associé à la rupture du matériau à la déformation (ε_t), température (θ_{site}) et fréquence (f_{site}) du site
ν	Coefficient de Poisson
ω	Pulsation
%	Pour cent
π	Pi
ϕ	Angle de phase
ϕ_E	Angle de phase du module complexe (Enrobé bitumineux)
q	Pression
r	Coordonnée cylindrique radiale
R^2	Coefficient de détermination
SN	<i>Structural Number</i> (Nombre structural)
SN_f	Écart-type sur le $\log(N_f)$ à la rupture
Sh	Écart-type sur l'épaisseur de la couche de matériaux mis en œuvre
§	Section
σ	Contrainte
σ_0	Amplitude de la contrainte ou Centre du signal de la contrainte
σ_A	Amplitude de la contrainte
σ_r	Contrainte radiale (Coordonnées cylindriques)
σ_t	Contrainte tangentielle (Coordonnées cylindriques)
σ_x	Contrainte en x (Coordonnées cartésiennes)
σ_y	Contrainte en y (Coordonnées cartésiennes)
σ_z	Contrainte verticale (z) (Coordonnées cartésiennes)

t	Temps
θ	Température
θ_{consigne}	Consigne de température pendant l'essai de fatigue
θ_g	Température de transition vitreuse
θ_i	Température i
t_{lag}	Déphasage entre le signal de déformation et de contrainte
θ_R	Température de référence
τ	Constante de temps, dépend de la température de calcul (Modèle 2S2P1D)
θ	Température
θ_{eq}	Température équivalente
θ_{site}	Température sur site
θ_{test}	Température d'essai
u	Variable centrée réduite associée au risque ou à la fiabilité
V_a	Teneur en vides de l'enrobé (PvME)
V_i	Teneur en vides
z	Coordonnée cylindrique verticale
Z_R	Déviation normale associée au risque de calcul (1-R)

UNITÉS CALORIFIQUES**Température**

°C Degré Celsius

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES**Longueur**

m Mètre

mm Millimètre

µm Micromètre

Volumecm³ Centimètre cubemm³ Millimètre cube**UNITÉS DE MASSE****Masse**

g Gramme

kg Kilogramme

Masse volumiqueg/cm³ gramme par centimètre cube**UNITÉS MÉCANIQUES****Angle plan**

° Degré

rad Radian

UNITÉS DE TEMPS**Temps**hr/h *Hour*/Heure

s Seconde

CONTRAINTE, PRESSION

MPa Mégapascal

Pa Pascal

Fréquence

Hz Hertz

Force

KN Kilonewton

N Newton

INTRODUCTION

La fatigue est un facteur critique qui contribue à la dégradation des chaussées bitumineuses sous l'effet des charges répétées du trafic au cours de la durée de vie d'une route (Di Benedetto et al., 2004; Tapsoba et al., 2013). Bien que de nombreuses méthodes de dimensionnement de chaussées intègrent ce phénomène pour prédire l'évolution de la dégradation des routes, la compréhension des mécanismes de la fatigue reste partielle et approximative (Perraton et al., 2018). Plus précisément, la détermination de la résistance à la fatigue d'un enrobé bitumineux, souvent définie comme sa capacité à supporter des sollicitations répétées sans rupture, ne fait pas l'unanimité à l'échelle internationale. En effet, il existe un éventail de perspectives sur la manière de déterminer la résistance à la fatigue d'un enrobé, chaque école adoptant une théorie distincte pour appréhender cette valeur critique et essentielle pour estimer de la durée de vie de la chaussée (Tapsoba et al., 2013).

La fatigue des matériaux bitumineux a été étudiée de manière exhaustive, résultant en l'élaboration de nombreuses méthodes expérimentales et procédures d'analyse pour comprendre et caractériser ce phénomène sous diverses conditions de chargement. Ces procédures réfèrent généralement à des essais destructifs, qui peuvent être classifiés comme homogènes ou non homogènes (Di Benedetto et al., 2004 ; Tapsoba et al., 2013 ; Piau J.M et al., 1989 ; Medani et al., 2000 ; Di Benedetto et al., 2001). En 2004, un état de l'art publié par la Rilem a mis en évidence la sensibilité du comportement en fatigue des enrobés bitumineux face aux conditions de chargement, aux propriétés des matériaux et aux procédures d'essais adoptées (Di Benedetto et al., 2004). En particulier, pour une même formulation d'enrobé bitumineux, il a été constaté que les résultats de résistance à la fatigue divergent selon la procédure expérimentale suivie. En outre, la divergence des résultats de fatigue peut s'accroître dépendamment de la méthode d'analyse des données employée pour interpréter ces résultats, surtout si différents critères de fatigue sont appliqués pour définir le point de rupture du matériau. Par conséquent, l'interprétation globale du phénomène de fatigue devient nettement plus complexe.

Cette thèse vise à approfondir la compréhension du phénomène de fatigue des enrobés bitumineux en tentant de corréler les résultats de fatigue d'un Enrobé à Module Élevé (EME) adapté aux régions froides, issus de trois procédures expérimentales différentes, et interprétés selon le modèle phénoménologique de la courbe de Wöhler. Les enjeux et les objectifs détaillés de cette recherche sont exposés dans le Chapitre 1.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche et de développement coopératif (RDC2), en partenariat avec le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), l'entreprise Eurovia, et le laboratoire sur les chaussées et matériaux bitumineux (LCMB). Les méthodes de corrélation proposées à partir des résultats obtenus pour l'EME serviront de fondement pour l'élaboration d'une méthode unifiée d'interprétation des résultats de fatigue applicable internationalement. Cela contribuera aussi à l'harmonisation des structures de chaussées calculées par les méthodes mécanistes-empiriques (M-E) de dimensionnement des chaussées, où la fatigue représente la pierre angulaire. Ce développement facilitera la transition de l'industrie routière vers l'utilisation de ces méthodes M-E, en remplacement des approches empiriques traditionnelles. En particulier, cette migration permettra à l'industrie routière canadienne de constater les avantages de l'utilisation des enrobés à module élevé adaptés aux climats froids afin d'améliorer la résistance des chaussées au Canada face à la dégradation par fatigue.

CHAPITRE 1

PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS DE LA RECHERCHE

1.1 Contexte générale

La dégradation du réseau routier au Québec est particulièrement préoccupante en raison de l'augmentation annuelle du trafic lourd, conséquence du développement économique de la province. Malgré les investissements et l'ambition du Ministère des Transports et de la Mobilité Durable du Québec (MTMD) de réhabiliter son réseau routier, la situation ne semble pas s'améliorer. En effet, le pourcentage du réseau en bon état de service a diminué de 1% entre 2014 et 2017 (MTMD, 2018). L'utilisation de matériaux plus performants, tels que l'enrobé à module élevé (EME) adapté aux régions froides, est donc une piste à explorer pour aider à pallier les problèmes du réseau routier québécois.

La supériorité des performances de l'EME par rapport à celles des enrobés conventionnels (GB-20 ou ESG-14) n'est plus à débattre sur le plan international. En effet, l'EME offre une bonne résistance à l'orniérage, un module complexe élevé et une grande résistance à la fatigue. Toutefois, les avantages inhérents à l'utilisation de l'EME ne sont pleinement perceptibles que via une approche mécaniste-empirique (M-E) de dimensionnement des chaussées. Une telle approche facilite la mise en évidence d'un bénéfice économique tangible pour le secteur industriel. À l'inverse, l'approche empirique de dimensionnement actuellement en vigueur au Canada présente une certaine rigidité, restreignant l'intégration de matériaux innovants ou de procédés novateurs. Ceci constitue un obstacle majeur à l'innovation dans le domaine routier canadien.

Dans ce contexte, un projet de recherche et de développement coopératif (RDC2), structuré en collaboration avec le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), l'entreprise Eurovia et le Laboratoire sur les chaussées et matériaux bitumineux (LCMB), a été élaboré afin de travailler à introduire la famille des EME au Canada.

1.2 Problématique de la recherche

Les méthodes mécanistes-empiriques font appel à une approche analytique complétée par des données empiriques (Yang H. Huang, 1992). Bien qu'il existe différents modes de dégradation des revêtements bitumineux pris en compte dans une approche M-E de dimensionnement (fatigue, orniérage, fissuration thermique, autres), la résistance à la fatigue de l'enrobé bitumineux (EB) demeure un critère fondamental au cœur des outils de calcul pour le dimensionnement de structures de chaussée (Pavement M-E, Alizé, Darwin, etc.). Par conséquent, il est crucial de caractériser le comportement en fatigue des EME adaptés aux régions froides.

Pour déterminer la résistance à la fatigue des EME, plusieurs essais de fatigue sont effectués en laboratoire en reproduisant au mieux les conditions réelles de trafic, de temps de chargement, de périodes de repos ainsi que les conditions de température et d'humidité. À cet effet, deux essais normalisés sont couramment utilisés : l'essai de flexion 2 points (2PB - *two point bending*), pris en compte dans la méthode de dimensionnement française et supporté par l'outil de calcul Alizé, et l'essai de flexion 4 points (4PB - *four point bending*) considéré dans l'approche américaine de dimensionnement et portée par l'outil de calcul Pavement M-E. Les caractéristiques de fatigue obtenues en laboratoire sont utilisées comme données d'entrée dans ces outils de dimensionnement pour déterminer l'épaisseur des couches de la structure de chaussée suivant les conditions de terrain. Toutefois, les prédictions des performances en fatigue de l'EB dépendent actuellement des méthodes d'essais en laboratoire utilisées, qui peuvent engendrer des structures de chaussées nettement différentes pour des matériaux identiques. Notamment, il est bien connu que la performance en fatigue de l'enrobé bitumineux varient suivant le type d'essai retenu (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, H Baaj, A Pronk, & Robert Lundström, 2004). À ce jour, aucune correspondance directe entre la performance en fatigue obtenue des essais normalisés en flexion 2 points (2PB) à ceux en flexion 4 points (4PB) n'a pu être mise en évidence. Par conséquent, il est requis de mettre au point une méthode d'analyse efficace quant à la caractérisation en fatigue des EB afin d'atténuer les

écarts constatés au niveau des résultats entre ces essais et par ricochet quant aux résultats de dimensionnements de chaussée.

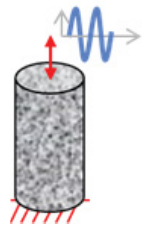
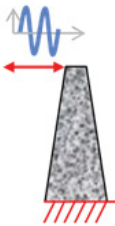
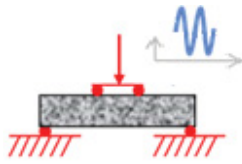
1.3 Évaluation des propriétés en fatigue des enrobés bitumineux (EB)

Historiquement, les essais de fatigue pour les matériaux bitumineux ont été mis au point dès les années 1950 et depuis, différentes procédures expérimentales ont été développées. L'essai de flexion deux points (2PB) sur éprouvettes trapézoïdales, normalisé en France selon la norme NF 12697-24, a été adopté par les chercheurs de Shell (Van Dijk, Moreaud, Quedeville, & Uge, 1972) et ceux du LCPC (Bonnot, 1984). Aux États-Unis (Tayebali, Rowe, & Sousa, 1992) et aux Pays-Bas (A. Pronk, 1995), l'essai de flexion quatre points (4PB), normalisé aux États-Unis selon la norme AASHTO T 321, est adopté. Au Québec, l'essai de traction-compression (TC), normalisé selon la norme LC26-690, est souvent utilisé pour caractériser la loi de fatigue des matériaux bitumineux.

Pour chacun de ces trois types d'essai de fatigue (TC, 2PB et 4PB), la relation entre les valeurs de durée de vie N_f suivant les amplitudes de sollicitation imposées, dans un domaine log-log, permet d'établir la droite de fatigue (droite de Wöhler), laquelle est propre à chacun de ces types d'essai. La droite de Wöhler, couramment utilisée à la fois dans le monde académique et industriel, permet de décrire la loi de fatigue du matériau à partir essentiellement de deux paramètres : 1) la pente de la droite et, 2) un point caractéristique de la droite. Ces paramètres sont repris dans la majorité des méthodes M-E de dimensionnement pour représenter le comportement en fatigue de l'EB.

Dans le cadre de cette thèse, notre attention porte sur les trois principales méthodes d'essais de fatigue : 2PB, 4PB et TC. Ces essais sont largement utilisés à l'échelle internationale et constituent les essais de référence dans les méthodes de caractérisation de la loi de fatigue des EB. Le Tableau 1.1 présente les principales différences quant aux conditions d'essai entre ces trois méthodes.

Tableau 1.1 Synthèse des procédures expérimentales des trois principales méthodes d'essai de fatigue couramment utilisées

Caractéristiques	Méthode d'essai de fatigue (Norme)		
	Traction/Compression : TC (LC 26-690)	Flexion deux points : 2PB (NF EN 12697)	Flexion quatre points : 4PB (AASHTO T 321)
Configuration de l'essai			
Taille des éprouvettes	$\phi 75 \times 150 \text{ mm}^3$	$25 \times 25 \times 70 \times 250 \text{ mm}^4$	$50 \times 63 \times 380 \text{ mm}^3$
Température (θ) (°C)	10	10	20
Fréquence (fr) (Hz)	10	25	10
Type de sollicitation	Sine	Sine	Haversine

L'examen de ces méthodes expérimentales d'essais TC, 2PB et 4PB met en évidence les différences suivantes :

- Les essais sont réalisés à des fréquences différentes ;
- Les essais sont réalisés à des températures différentes ;
- Les essais utilisent des éprouvettes de géométries différentes, induisant ainsi des distributions de contraintes et de déformations variables d'une méthode d'essai à l'autre ;
- Les essais utilisent deux types de sollicitation, à savoir : Sine, où la déformation est en extension-contraction et Haversine où la déformation est en extension seulement, au moins en début de sollicitation.

Tous ces paramètres influencent différemment le comportement des EB, en particulier dans le domaine de fatigue, qui représente le cœur de cette thèse.

1. La température est reconnue pour son influence majeure sur les résultats de fatigue en raison de la susceptibilité thermique inhérente aux matériaux bitumineux. Notons que

les méthodes M-E de dimensionnement reposent sur des hypothèses simplificatrices permettant de prédire la droite de fatigue pour un large spectre de températures à partir d'une droite de fatigue établie par essais de laboratoire à des conditions spécifiques du couple température/fréquence.

2. La distribution des contraintes, ou celle des déformations, dans l'éprouvette est aussi susceptible d'influencer le mécanisme de rupture en fatigue et par extension les résultats obtenus. Di Benedetto et al. (2004) ont souligné la dépendance de la performance en fatigue, telle que décrite par la valeur de ϵ_6 (point déterminant de la droite de fatigue), à la géométrie des éprouvettes comme le schématise la Figure 1.1 résultant d'une étude inter-laboratoire organisée par le Comité technique RILEM 182-PEB.
3. L'influence du type de sollicitation sur le comportement en fatigue des matériaux bitumineux a aussi fait l'objet de plusieurs études (Mamlouk, Souliman, Zeiada, & Kaloush, 2012; A. C. Pronk & Erkens, 2002). Toutefois, le consensus scientifique suggère que l'amplitude de la sollicitation imposée en mode haversine va rapidement, en peu de cycles, se recadrer sur celle qui prévaut dans le cas d'une sollicitation en mode sinusoïdale (Sine) (Mateos, Wu, Denneman, Liu, & Harvey, 2017).

Ainsi, la méthode d'essai adoptée influence les résultats de fatigue et ce, même pour un même matériau, comme rapporté par Di Benedetto et al., (2004). Il est donc souhaitable de trouver un moyen de réduire autant que possible les écarts, ou mieux encore, de corréliser les résultats de fatigue obtenus à partir des différentes procédures d'essai. L'objectif ultime serait de concevoir une méthode d'analyse efficace qui reflète de manière intrinsèque les caractéristiques de fatigue d'un enrobé bitumineux. Il est donc impératif de comprendre l'origine des écarts obtenus en explorant l'effet des différents paramètres précédemment soulevés (Tableau 1.1) sur le comportement en fatigue des EB. Dans le cadre de cette thèse les effets de la température, de la fréquence de sollicitation et celui de la géométrie de l'éprouvette sont étudiés à partir d'un EME.

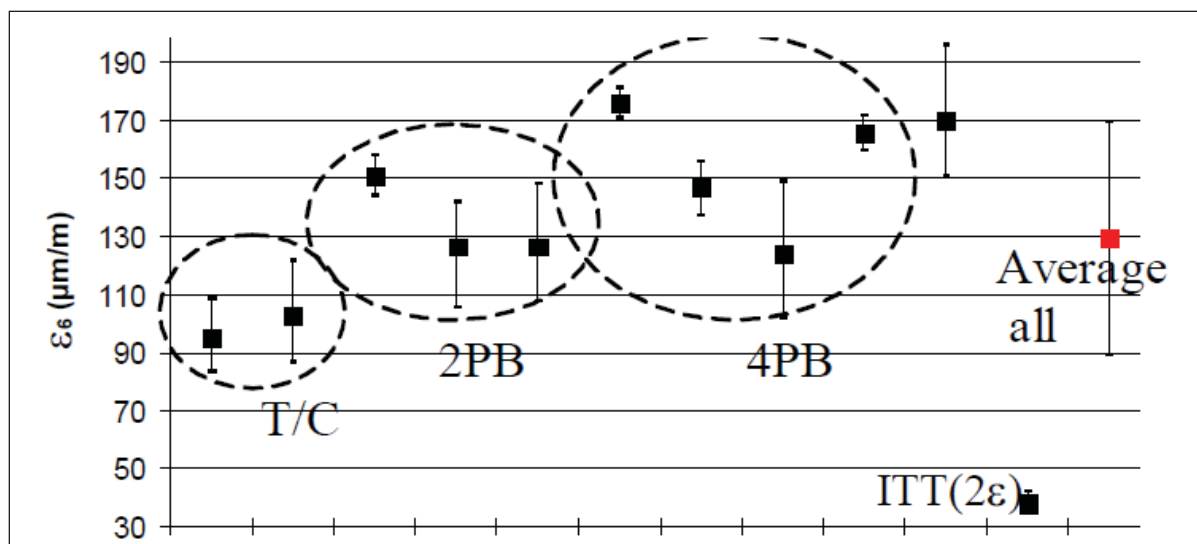


Figure 1.1 Amplitude de déformation nécessaire pour atteindre la rupture après 1 000 000 de cycles (ϵ_6) pour différentes méthodes d'essais de fatigue : traction-compression (TC), flexion 2-points (2PB), flexion 4-points (4PB) et essai de traction indirect (ITT)

Tirée de Di Benedetto (2004, p. 206)

1.4 Notion de rupture en fatigue des enrobés bitumineux

L'un des aspects cruciaux de l'étude en fatigue des EB se rapporte à la "définition" de la notion de la rupture à considérer, ainsi que la précision de la méthode de détermination de la durée de vie nécessaire pour atteindre cette rupture. Notons ici que, dans le cadre de cette thèse, la rupture en fatigue vise à représenter le nombre de cycles marquant l'apparition d'une macro fissure au sein d'une éprouvette soumise à une sollicitation cyclique en contraintes imposées ou en déformations imposées : c'est la durée de vie en fatigue de l'éprouvette, annotée N_f . Pour un essai réalisé en condition homogène (champs de contrainte uniforme : essai en TC). La valeur de N_f est souvent déterminée en considérant l'évolution de la raideur de l'éprouvette et pour laquelle la présence d'un point d'inflexion marque une densification critique des microfissures (coalescence) à l'origine de la présence potentielle d'une macro fissure. Cet aspect sera largement discuté à la section 2.6.5

Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature afin d'identifier le point de rupture en fatigue (N_f) lié à l'endommagement par fatigue. Ces méthodes varient selon la procédure

expérimentale de l'essai de fatigue. Tapsoba et al., (2013) ont classés ces méthodes en quatre catégories :

1. les critères basés sur une diminution de la raideur de l'éprouvette ;
2. les critères d'évolution de l'angle de déphasage entre le signal de la déformation imposée et celui de la contrainte induite ;
3. les critères d'énergie dissipée ;
4. les critères d'homogénéité de l'éprouvette (Pour l'essai TC seulement).

Ces critères peuvent être regroupés en deux approches :

- Une approche globale (catégories 1 à 3), qui permet de déterminer la valeur de N_f en se basant sur la valeur moyenne des mesures,
- Une approche locale (catégorie 4), qui se focalise sur l'évolution individuelle des résultats obtenus pour chaque instrument de mesure.

En définitive, il est important de considérer le type d'essai dans le choix du critère de rupture à adopter (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004).

1.5 Les objectifs de la recherche

La partie 1 de cette thèse est consacrée à la définition de la notion de rupture en fatigue pour l'EME adapté aux régions froides. La méthodologie adoptée vise à cerner avec rigueur la rupture en fatigue d'une éprouvette (valeur de N_f) en considérant différents critères et ce, pour les trois types d'essais retenues : TC, 2PB et 4PB. Pour ce faire deux objectifs sont ciblés :

1. déterminer la durée de vie en fatigue (N_f) et, par extension, les paramètres caractéristiques de la droite de fatigue (ou droite de Wöhler) par l'intermédiaire de plusieurs critères de rupture. Cette démarche permet non seulement de saisir l'influence du critère de rupture sur les paramètres de la droite de Wöhler, mais aussi d'orienter le choix du critère de rupture capable de définir de manière précise la durée de vie en fatigue de l'EME.
2. explorer la possibilité d'atténuer les écarts observés dans les paramètres des droites de fatigue issues des trois méthodes d'essais sélectionnées, grâce aux choix du critère de rupture.

La partie 2 de la thèse aborde en deux (2) phases l'influence des conditions des essais sur le comportement en fatigue de l'EME, soit :

1. valider l'impact de la température (θ) et la fréquence (f_r) de sollicitation et,
2. valider l'applicabilité du principe d'équivalence temps-température (PETT) dans le domaine de la fatigue pour l'EME-14.

La phase 1 permettra notamment de valider la pertinence des hypothèses appliquées dans les méthodes M-E de dimensionnement : la pente des droites de fatigue est indépendante de la température et que la fréquence n'affecte pas la durée de vie en fatigue.

La phase 2, en établissant l'applicabilité du PETT en fatigue, contribuera à alléger la lourdeur d'une caractérisation expérimentale de l'effet de la fréquence et de la température sur un nouveau EB. De plus, cette phase permettra de valider les tendances observées, conformément aux résultats de la phase 1.

La partie 3 de cette thèse est dédiée au développement d'une méthode pour corréler les paramètres de la droite de fatigue de l'EME-14, obtenus selon deux types d'essai de fatigue considéré : 4PB et TC. Pour atteindre cet objectif, il est impératif de mettre au point une méthode d'analyse rigoureuse et efficace quant à l'interprétation des résultats de fatigue obtenus selon les deux méthodes d'essais retenues. Ceci vise à garantir des valeurs précises et cohérentes de la durée de vie en fatigue (N_f) pour les amplitudes de déformations imposées. Pour ce faire, il est nécessaire de développer un cadre théorique afin de prendre en compte l'effet de la distribution du champ de déformations dans l'éprouvette, dont la géométrie varie selon le type d'essai, sur les résultats de fatigue. Cette approche permettra ainsi de corréler les droites de fatigue obtenues à partir d'essais en TC et en 4PB, offrant ainsi une compréhension plus approfondie et intégrée du comportement en fatigue de l'EME-14.

1.6 Importance de la recherche

Il est connu que les essais 2PB et 4PB génèrent des durées de vie en fatigue supérieures à celles obtenues à partir de l'essai en TC (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004). Le travail

de recherche réalisé vise à comprendre et à maîtriser les écarts observés entre les résultats de fatigue d'un EME-14 adapté aux régions froides, obtenus à travers trois types d'essais de fatigue fréquemment utilisés (TC, 2PB et 4PB). L'ambition sous-jacente est de pouvoir prédire avec rigueur les valeurs des paramètres de la droite de fatigue d'un essai donné à partir des résultats d'un autre, tout en maintenant une marge d'erreur acceptable. Ce faisant, le dimensionnement des couches bitumineuses engendrera des structures de chaussées avec des épaisseurs similaires, indépendamment de la méthode de caractérisation en fatigue utilisée. Cela conférera une plus grande flexibilité à l'industrie routière dans ses méthodes de dimensionnement.

À l'échelle internationale, une telle approche permettra d'unifier le langage vis-à-vis du phénomène de fatigue. En effet, par exemple, si un matériau est caractérisé au Québec moyennant l'essai TC, il ne sera pas nécessaire de refaire cette caractérisation avec un essai 4PB pour montrer sa plus-value aux États-Unis. Cela ouvrira de nouvelles perspectives à l'industrie canadienne afin de conquérir de nouveaux marchés à l'international. Avec une telle approche de corrélation, l'introduction de nouveaux matériaux bitumineux sera facilitée pour l'industrie.

Enfin, ce projet contribuera directement à l'implantation d'une toute nouvelle famille d'enrobé, l'EME adapté aux régions froides, permettant ainsi d'améliorer la performance des chaussées bitumineuses canadiennes. Cette amélioration des routes se traduira par un plus grand confort des usagers et une économie en termes d'entretien des véhicules et de consommation d'essence. Il est clair que le développement d'un EME sera bénéfique pour l'ensemble des Canadiens.

1.7 Organisation de la thèse

Cette thèse par article se compose de dix chapitres. L'organisation de la thèse est synthétisée à la Figure 1.2.

Le **Chapitre 1** présente le contexte général de ce projet, la problématique et les objectifs de la recherche, l'importance de la recherche et le programme expérimental.

Le **Chapitre 2** synthétise la revue de la littérature sur les enrobés bitumineux, en particulier les enrobés à modules élevés ; le phénomène de fatigue des enrobés bitumineux, les dispositifs expérimentaux utilisés pour le caractériser et les méthodes d'analyse et d'interprétation de ce phénomène ; les différents facteurs qui influencent le comportement en fatigue d'un enrobé bitumineux.

Le **Chapitre 3** présente les matériaux qui ont servi à la formulation de l'EME de référence utilisée dans ce projet. Il présente aussi les procédures expérimentales qui ont été suivies pour la caractérisation du comportement de l'EME que ce soit dans le domaine viscoélastique linéaire ou celui de la fatigue.

Le **Chapitre 4** vise à présenter la méthodologie d'analyse des essais de fatigue adoptée dans cette thèse.

Le **Chapitre 5** présente la définition de la notion de rupture en fatigue adoptée dans cette thèse. De plus, il constitue le premier volet de la méthode de corrélation proposée dans cette thèse, et qui relève de l'importance du choix du critère de rupture pour minimiser les écarts entre les résultats de fatigue obtenus selon différents types d'essais. La corrélation entre les droites de fatigues obtenues selon l'essai TC à 25 Hz et l'essai 2PB y est présentée. Ce chapitre est composé de la publication suivante :

- Boussabnia MM, Lamothe S, Di Benedetto H, Proteau M, Pouteau B. **"Comparison of Fatigue Law Parameters obtained from Two-Point Bending (2PB) and Tension-Compression (TC) Tests"**, Proceeding, Canadian Technical Asphalt Association, 64, (2019).

Le **Chapitre 6** : ce chapitre présente la corrélation entre les droites de fatigues obtenues selon l'essai TC à 10 Hz et l'essai 4PB à l'instar du chapitre 8. Il est composé de la publication suivante :

- Lamothe, Sébastien, Boussabnia, Mohamed Mounir, Perraton, Daniel, Di Benedetto, Hervé et Pouteau, Bertrand. 2020. « **Comparison of fatigue law**

parameters between extension-contraction (EC) and four-point bending (4PB) tests ». In Proceedings of the 65th Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association (CTAA).

Le **Chapitre 7** adresse l'effet de la fréquence de sollicitation sur le comportement en fatigue de l'EME. Il est composé de la publication suivante :

- Mohamed Mounir Boussabnia, Daniel Perraton, Sebastien Lamothe, Hervé Di Benedetto, Charles Neyret, Alan Carter, Bertrand Pouteau & Marc Proteau (2022) **Evaluation of the effect of the loading frequency on Wöhler's curve parameters of a high modulus asphalt concrete (HMAC)**, Road Materials and Pavement Design

Le **Chapitre 8** adresse l'effet de la température sur le comportement en fatigue de l'EME. Il est composé de la publication suivante :

- Boussabnia, Mohamed Mounir and Perraton, Daniel and Lamothe, Sebastien and Di Benedetto, Hervé and Proteau, Marc and Pouteau, Bertrand, **Temperature Effect on Fatigue Behavior of High-Modulus Asphalt Concrete (HMAC)**.

Le **Chapitre 9** présente la validation du principe d'équivalence temps-température (PETT) pour l'EME dans le domaine viscoélastique linéaire et celui de la fatigue. Il est composé de la publication suivante :

- Boussabnia, MM, Perraton, D, Di Benedetto, H, Lamothe, S, Proteau, M. **Validation of time temperature superposition principle for high modulus asphalt concrete in the linear viscoelastic and fatigue domains**. Fatigue Fract Eng Mater Struct

Le **Chapitre 10** présente la méthode de corrélation des résultats de fatigue, qui prend en compte l'effet du champ de déformation sur les résultats de fatigue. La corrélation entre les droites de fatigues obtenues selon l'essai TC à 10 Hz et l'essai 4PB y est présentée. Ce chapitre se compose de la publication suivante :

- Hervé Di Benedetto, Daniel Perraton, Sébastien Lamothe & Mohamed Mounir Boussabnia (2023) **Rational relationship between the fatigue curves of asphalt mixes obtained from tension/compression and 4-point bending tests**, Road Materials and Pavement Design

1.8 Programme expérimental

Dans le cadre de cette thèse, un total de 40 essais de module complexe et 167 essais de fatigue ont été réalisés à partir de l'EME de référence pour répondre à l'ensemble des objectifs de la recherche. Ce qui a permis une caractérisation approfondie de l'EME dans le domaine viscoélastique linéaire (VEL) et celui de la fatigue. La répartition des essais réalisés selon le domaine de caractérisation et le type d'essai est résumée dans le Tableau 1.2.

Tableau 1.2 Sommaire de l'ensemble des essais de cette thèse

Domaine de comportement	Type d'essai	Nombre d'essai
VEL	TC	40
Fatigue	TC	130
	2PB	18
	4PB	19

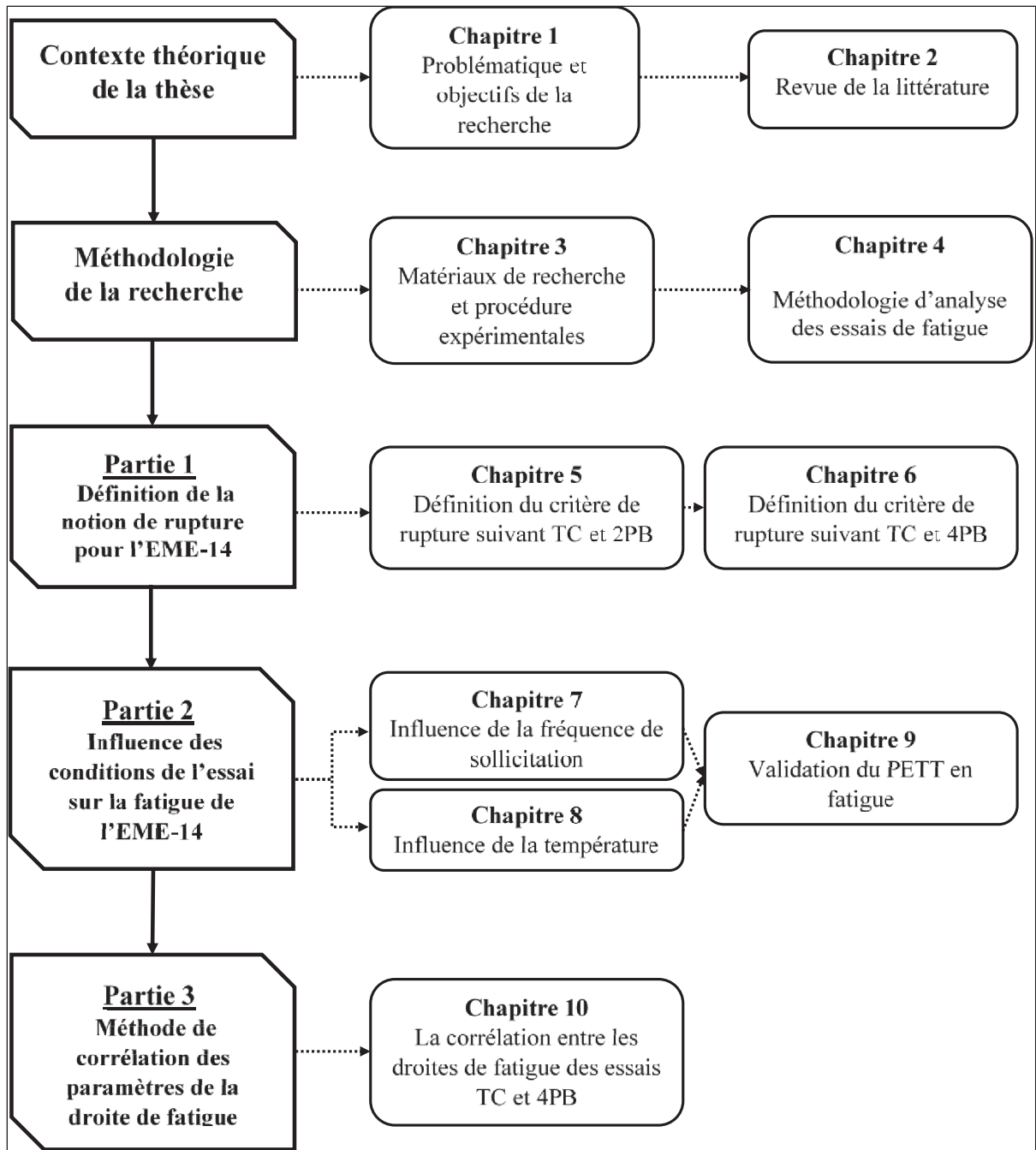


Figure 1.2 Organisation de la thèse

CHAPITRE 2

REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Les enrobés bitumineux : Composition et fabrication

2.1.1 Définition

Un enrobé bitumineux (EB) est composé de granulats (comme les graves, le sable et le filler) enrobés dans un liant hydrocarboné. Il constitue le matériau principal dans la construction routière. Avant la fabrication, les composants de l'EB sont chauffés à hautes températures pour sécher les granulats et rendre le bitume plus fluide, ce qui permet d'obtenir un mélange maniable et homogène (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004). Ce processus est à l'origine de l'appellation "enrobé à chaud" (MTMD, 2005).

2.1.2 Les granulats

2.1.2.1 Définition

Un matériau granulaire, ou granulat, est un ensemble de particules solides issues de roches meubles ou consolidées, ou de matériaux recyclés (Perraton, CTN404, p. 127). Ces particules peuvent varier en nature, forme et dimensions. La majorité des propriétés d'un granulat, telles que la compaction, la masse volumique, la porosité, la perméabilité, et l'indice des vides, dépendent de la manière dont les particules élémentaires s'assemblent. Au Québec, la plupart des carrières produisent des granulats provenant de roches calcaires, de roches ignées telles que les granites et les syénites, ainsi que de quelques roches volcaniques (Perraton, CTN404, p. 130).

Les granulats constituent en moyenne 95 % de la masse d'un enrobé bitumineux, influençant grandement ses propriétés mécaniques (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004). En effet, la résistance au cisaillement de l'EB, soit sa stabilité dimensionnelle, est fournie par le squelette

granulaire (Moughabghab, 1994). Ce squelette est formé par la combinaison de diverses classes de granulats, contribuant ainsi à la structure et à la résistance du matériau.

2.1.2.2 Caractérisation des granulats

Les granulats sont caractérisés selon leur granularité, ainsi que leurs propriétés intrinsèques et de fabrication. La granularité est définie comme la répartition dimensionnelle des particules du granulat (Perraton, CTN 404 P 127). On peut ainsi définir l'étendue granulaire par l'entremise de la plus petite dimension « d » et la plus grande dimension « D » de la classe granulaire (NQ250-114/2002). Au Québec, les granulats sont classifiés en différentes catégories : gros granulats (GG), comprenant des particules de taille supérieure à 5 mm ; granulats fins (GF), regroupant des particules de taille inférieure à 5 mm ; et filler minéral (FM), qui inclut des particules de taille inférieure à 630 μm (BNQ, 2002). Le Tableau 2.1 résume l'ensemble des propriétés des granulats évalués au Québec pour la fabrication des enrobés bitumineux.

Les caractéristiques intrinsèques des granulats

Elles dépendent directement de la nature de leur roche d'origine et demeurent donc invariables (Lamothe, 2014). Ces propriétés englobent la résistance à l'usure, à l'attrition, à la fragmentation, à la friabilité, ainsi qu'aux chocs. La composition minéralogique influence de manière significative ces caractéristiques. Par exemple, un granulat contenant des minéraux argileux ou ferromagnésiens est davantage sujet à l'usure (Chevassu, 1969; Claude, 2010). À l'opposé, les granulats riches en minéraux durs, tels que le quartz ou le feldspath, manifestent une plus grande résistance à l'usure et à l'attrition (Lamothe, 2014). Par ailleurs, les roches à grains fins offrent généralement une meilleure résistance à la fragmentation et aux chocs comparativement à celles à grains grossiers (Lamothe, 2014).

La résistance des granulats aux chocs et à l'usure est primordiale. Elle est sollicitée durant la production d'enrobés bitumineux, notamment pour faire face aux frottements et aux chocs engendrés lors du compactage (Claude, 2010). Cette résistance reste cruciale après la mise en

place de l'enrobé pour contrecarrer les dégradations causées par le frottement des pneus (Aïtcin, Génèreux, Jolicoeur, & Maurice, 2018). Il est à noter que d'autres facteurs, tels que les cycles de gel-dégel, influencent également la performance des granulats dans ces applications (Lamothe, 2014).

Tableau 2.1 Synthèse des caractéristiques et procédures expérimentales
pour caractériser les granulats
Adapté de Lamothe (2014, p.60)

Les caractéristiques de fabrication des granulats

Elles découlent de leurs méthodes de production et d'exploitation. Ces propriétés sont modifiables, dans une certaine limite, en fonction du procédé de fabrication adopté (Lamothe, 2014). Ces caractéristiques concernent principalement les propriétés de forme des granulats, telles que l'angularité (qu'elle soit arrondie, angulaire, etc.) et la forme des particules (allongées ou plates) (Aïtcin et al., 2018).

Sur le plan pratique, une angularité prononcée des granulats est recherchée pour accroître la résistance à l'orniérage des enrobés bitumineux et favoriser l'adhérence entre le pneu et la chaussée (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004). Par ailleurs, les particules plates ou allongées présentent des défis car elles sont plus susceptibles de se fragmenter durant les étapes de : fabrication, mise en place, compactage de l'enrobé, et de service (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004).

2.1.1 Le bitume

2.1.1.1 Définitions

Le bitume est un liant hydrocarboné utilisé pour la fabrication des enrobés bitumineux. La norme européenne EN 12597 définit le bitume comme un matériau adhésif et étanche, non volatil en général, dérivé du pétrole brut ou présent dans l'asphalte naturelle. Il est presque entièrement soluble dans le toluène et il manifeste un comportement visqueux ou solide à température ambiante (Didier Lesueur, 2009).

Dans les enrobés bitumineux, le bitume agit comme un liant, conférant cohésion et viscosité au mélange. Il manifeste une double susceptibilité, à la fois cinétique et thermique, ce qui implique que sa réponse à une sollicitation dépend de la durée d'application de la charge et de la température environnante (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004). Bien que sa nature complexe le rende difficile à caractériser, le bitume est souvent approximé comme un fluide viscoélastique linéaire (Lefevre, 2001).

Selon la norme Afnor T65-000, les liant hydrocarbonés sont définis et classés comme :

- Les Bitumes purs (T65-001) ;
- Les bitumes fluidifiés (T65-002) conçus moyennant un solvant d'origine pétrolière ;
- Les bitumes fluxés (T65-003) obtenus en ajoutant une huile d'origine pétrolière ou houillère ;
- Les bitumes composés (T65-004) additionnés d'au moins 50% de goudron ou de brai de houille ;
- Les émulsions de bitume (T65-011)
- Les bitumes modifiés par l'ajout de matières actives au niveau macromoléculaire du liant. Les additifs les plus couramment utilisés comprennent les élastomères SBS, les plastomères EVA et les additifs à base de caoutchouc. L'objectif visé est la réduction de la susceptibilité cinétique et thermique du bitume d'origine, ainsi que l'amélioration de ses performances en fatigue (Didier Lesueur, 2009).

2.1.1.2 Caractérisation du bitume

Il existe une panoplie d'essais normalisés visant à caractériser les bitumes. Ces essais peuvent être scindés en deux catégories principales, à savoir : les essais standards de caractérisation (développés dans les années 1920) et les essais rhéologiques (ayant vu le jour à partir des années 1940).

Les essais standards de caractérisation

- La pénétrabilité à l'aiguille (NF T66-804) : Cette méthode évalue l'enfoncement d'une aiguille pendant 5 secondes en 1/10 mm dans un échantillon de bitume à 25°C. L'indice de pénétrabilité (IP) obtenu est inversement proportionnel à la dureté du bitume. Bien que le lien entre l'IP et les propriétés rhéologiques du bitume soit intrinsèquement complexe, certains chercheurs ont établi une relation entre la viscosité du bitume (η) et l'IP. Plus précisément, Saal et Koens (Didier Lesueur, 2009) ont formulé la relation $\eta = A \cdot IP^{-b}$, avec A variant entre $5,3 \times 10^8$ et 10^9 et b variant de 1,93 à 2,00 ;

- Le point de ramollissement bille-anneau (NF T66-804) : Cet essai mesure la température à laquelle une bille d'acier standardisée traverse un échantillon de bitume coulé dans un anneau métallique, appelée température bille-anneau (TBA). Il sert à évaluer la susceptibilité thermique du bitume : une TBA élevée indique une susceptibilité réduite du bitume (Lefeuvre, 2001) ;
- Le point de fragilité de FRAAS (NF T66-026) : Cette procédure détermine la température la plus basse à laquelle un échantillon de bitume placé sur une lamelle en acier se casse en flexion, caractérisant ainsi la fragilité du bitume à basse température. Il est important de souligner que les températures obtenues pour le bitume pur et pour l'enrobé qui en résulte ne sont pas identiques. Toutefois, une corrélation solide existe entre elles (Lelièvre, 1994).

En dépit de leur simplicité, les essais standards de caractérisation ne sont pas directement liés aux propriétés intrinsèques de certains types de liants, en particulier, les bitumes modifiés aux polymères (Hadrzynski, 1995).

Les essais rhéologiques (Classification Superpave)

Ces essais visent à déterminer les caractéristiques intrinsèques du bitume comme la viscosité η ou le module complexe de cisaillement G^* . Élaborés dans le cadre du programme Strategic Highway Research Program (SHRP), ils visent à corrélérer les propriétés mesurées en laboratoire et les performances du bitume à différents stades : fabrication, mise en œuvre, et en service (bitume non vieilli, vieilli à court et à long terme) (Anderson & Kennedy, 1993; Lamothe, 2014).

Au Canada, la classification des liants bitumineux est effectuée selon la méthode Superpave (MTMD, 2012). Elle consiste à identifier, via des essais rhéologiques, des températures limites, connues également sous le nom de classe de performance ou grade de performance (Performance Grade, PG), dans lesquelles le bitume offre une performance adéquate (Lamothe, 2014). Le Tableau 2.2 synthétise l'ensemble des essais rhéologiques utilisés dans cette méthode.

La nomenclature PG Te-Tb, selon Superpave, est utilisée pour classer le bitume. Te et Tb symbolisent respectivement la température élevée et basse de caractérisation. La température Te définit la température maximale à laquelle le bitume conserve une résistance suffisante à l'orniérage, tandis que la température Tb représente la température minimale où le bitume préserve suffisamment de fluage pour relaxer la contrainte thermique. Ainsi, dans l'intervalle (Te-Tb), le bitume doit conserver des performances acceptables, non seulement en fonction de l'évolution des conditions de trafic et climatiques, mais également en considération de son vieillissement potentiel lié à l'oxydation et l'évaporation de sa fraction volatile

Tableau 2.2 Essais rhéologiques pour caractériser les bitumes
Adopté de Lamothe (2014, p.62)

La détermination de la température T_e se fait via un rhéomètre à cisaillement dynamique (Dynamic Shear Rheometer, DSR), qui mesure le module complexe de cisaillement G^* . L'essai est réalisé sur le bitume non-vieilli et sur celui vieilli à court terme par l'essai Rolling Thin Film Oven (RTFO). La température T_b est déterminée à l'aide du rhéomètre à flexion de poutre (Bearing Beam Rheometer, BBR) qui mesure la rigidité du bitume à basse température. La caractérisation Superpave comprend deux protocoles de vieillissement : 1) vieillissement à court terme par l'essai RTFO dans le but de simuler le vieillissement du liant à l'étape de la fabrication de l'EB, et 2) vieillissement à long terme sous pression (Pressure Aging Vessel, PAV) qui représente le vieillissement du bitume pendant sa durée de vie.

Plus récemment, le ministère des transports et de la mobilité durable du Québec (MTMD) a adopté la méthode de caractérisation appelée Multiple Stress Creep Recovery (MSCR), normalisée selon l'AASHTO M 332 et T 350. Cette nouvelle méthode vise non seulement à remédier à certaines problématiques de la méthode Superpave mais aussi à mieux évaluer la résistance des bitumes aux déformations permanentes (Daoudi, 2020). De plus, la méthode MSCR permet de considérer la vitesse de roulement des véhicules en appliquant une correction à la température haute appelée grade bumping. De ce fait, la température H d'un PG est déterminée à une fréquence de chargement de 1.59 Hz (10 rad/s), ce qui représente une vitesse de trafic 90 Km/h. Pour des vitesses de roulement plus lentes, la méthode propose une majoration de la température haute de 6 °C ou 12 °C. Par ailleurs, la méthode MSCR apporte une modification de nomenclature des bitumes en ajoutant une lettre associée au niveau de sollicitation du trafic. Par conséquent, les liants bitumineux sont classés selon l'expression PG Tex- T_b , où x représente le niveau de sollicitation du trafic (Daoudi, 2020). Il existe quatre niveaux de sollicitation du trafic, à savoir : S « standard », H « high », V « very high » et E « extreme ». Le Tableau 2.3 résume le changement apporté depuis 2019 aux bitumes conventionnels selon les zones climatiques en vigueur au Québec.

Tableau 2.3 Liste des anciennes et nouvelles désignations des bitumes suite à l'adoption de la classification MSCR par le MTMD en 2019

Zone climatique	Bitume antérieur	Bitume en usage en 2019
	(Classification AASHTO M320)	(Classification AASHTO M332)
1	PG 64-28	PG 64H-28
	PG 70-28	PG 64E-28
2	PG 58-34	PG 58H-34
	PG 64-34	PG 58E-34
3	PG 52-40	PG 52V-40
	PG 58-40	
1 et 2	PG 58-28	PG 58S-28

2.1.1.3 Les bitumes modifiés par ajout de polymère

La modification des propriétés mécaniques des bitumes par ajout d'additifs polymériques est une avancée technologique majeure dans l'industrie routière. Depuis les années 1970, cette technique a été de plus en plus adoptée pour améliorer les caractéristiques des bitumes, notamment en termes de résistance thermique et en fatigue (Didier Lesueur, 2002).

Polymères utilisés dans les bitumes

Les polymères jouent un rôle clé dans la modification des bitumes. On peut les classer en différentes familles, souvent caractérisées par leurs monomères ou leurs masses moléculaires (Didier Lesueur, 2002). Les polymères les plus utilisés dans les bitumes modifiés par polymères (BMP) incluent :

- Élastomères : Comme le styrène-butadiène-styrène (SBS). Ils confèrent au bitume des propriétés élastiques augmentant ainsi sa résilience.
- Plastomères : Comme l'éthylène-vinylacétate (EVA). Ils rendent le bitume plus plastique améliorant sa capacité à résister à la déformation (Chevassu, 1969).

Procédés de modification des bitumes par polymères

La modification des bitumes avec des polymères peut se faire selon deux procédés principaux :

- Procédé Humide : le polymère est ajouté directement au bitume pur, permettant une intégration plus uniforme du polymère dans le bitume.
- Procédé à Sec : les polymères sont intégrés aux bitumes lors de la fabrication de l'enrobé à la centrale d'enrobage, en même temps que les granulats. Cette méthode est souvent plus pratique, mais peut offrir moins de contrôle sur la distribution du polymère.

Impact de l'Ajout de Polymères sur les Bitumes

L'ajout de polymères dans le bitume se fait généralement à hauteur de 3 à 6 % de la masse totale du bitume (Figure 2.1). Leur contribution principale est d'augmenter la température élevée du grade de performance du bitume et par conséquent amener une meilleure cohésion de celui-ci. En règle générale, l'ajout de 1% de polymère peut contribuer à une augmentation de 2°C de la température élevée du bitume (Planche, Lesueur, & Hines, 1996).

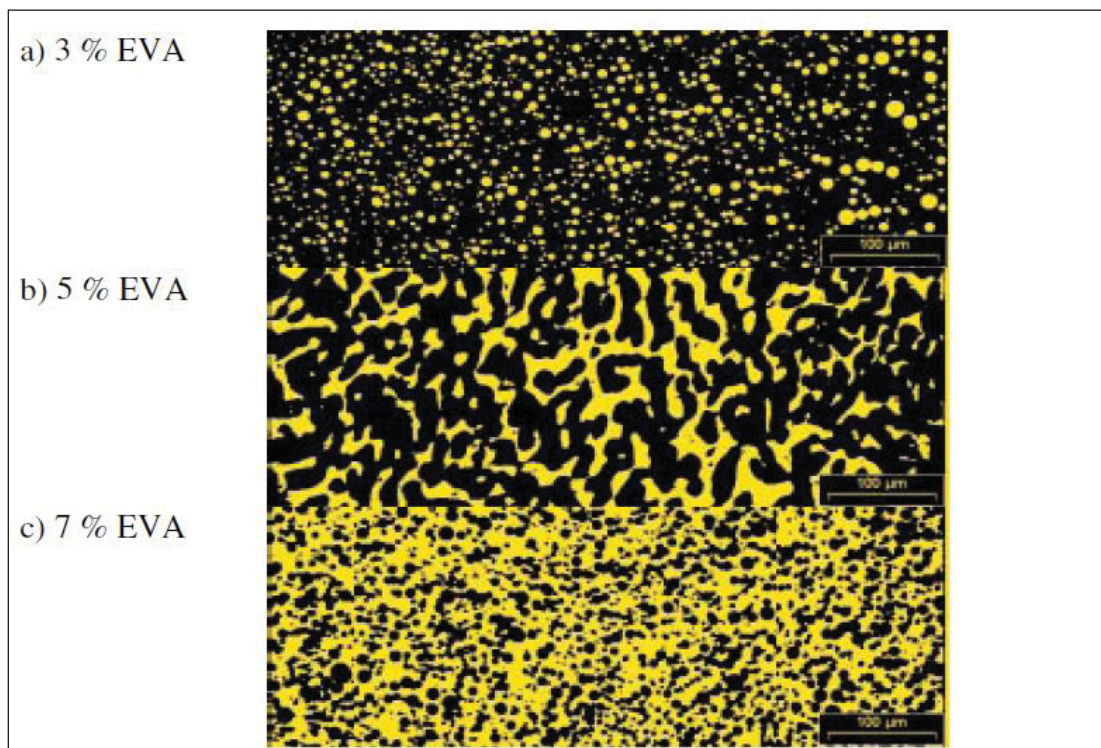


Figure 2.1 Les microstructures d'un bitume modifié par ajout d'un polymère EVA avec une teneur en polymère croissante, observée par la microscopie à fluorescence
Tirée de Lesueur (2009, p.73)

La compatibilité bitume polymère

La compatibilité bitume-polymère est fortement influencée par la structure chimique du bitume. Bien que les essais en laboratoire demeurent la méthode la plus fiable pour évaluer cette compatibilité, plusieurs chercheurs ont cherché à établir un cadre théorique pour prédire la compatibilité bitume-polymère, en se basant sur leurs propriétés intrinsèques (Laval & Quivoron, 1973).

Selon la littérature scientifique, la compatibilité bitume-polymère peut être généralement influencée par les facteurs suivants :

- La forte présence d'asphaltènes dans le bitume peut diminuer la compatibilité avec les polymères.
- L'aromaticité des maltènes doit se trouver dans une plage optimale pour assurer une bonne compatibilité avec les polymères.

D'autres études se sont orientées vers l'examen des paramètres de solubilité des polymères et des composés aromatiques. Brûlé (1996) a notamment suggéré qu'une bonne compatibilité est obtenue lorsque la solubilité du polymère est proche de celle des maltènes. Néanmoins, se baser uniquement sur la solubilité peut être trompeur, car cette approche ne prend pas en compte les variations de polarité entre les molécules.

Une perspective plus pragmatique a été introduite par Bonemazzi (1996), qui a proposé un essai d'absorption d'huile aromatique comme méthode pour anticiper le gonflement des polymères dans le bitume. L'expression de ce taux de gonflement comme le volume de la phase riche en polymères s'est avérée être un paramètre pertinent pour évaluer la compatibilité bitume-polymère (Didier Lesueur, 2002).

2.2 Les enrobés à module élevé EME

L'Enrobé à Module Élevé (EME) est une classe d'enrobé bitumineux offrant un module élevé, une durabilité supérieure, et une résistance remarquable à l'orniérage et à la fatigue. Mis au

point dans les années 1980 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) (SETRA, 1994) en France, avec la collaboration des entreprises routières (Dariusz, Bańkowski, & Krajewski, 2010), l'EME était à l'origine destiné à renforcer les structures de chaussées existantes, en permettant la reconstruction de couches plus fines en zone urbaine, sans avoir à supprimer complètement la couche d'enrobé préexistante (Capitão & Picado-Santos, 2006; J. F. Corté, 2001). Au fil du temps, l'EME a été employé pour minimiser les coûts de construction des chaussées en amincissant leurs épaisseurs, particulièrement lorsque les granulats présentaient une faible valeur de l'indice de concassage ou dans des conditions de trafic dense et lent (Brosseaud & St-Jacques, 2015; Caroff & Corté, 1994).

Évolution historique

Breveté en 1980, l'EME a rapidement trouvé des applications pratiques, et dès 1985, de nombreuses utilisations furent rapportées. La crise pétrolière des années 1980 a été un tremplin à l'adoption des EME en raison de leurs formulations qui permettent une réduction de l'utilisation du liant bitumineux (Moghaddam, 2019). Au fil des années, l'EME s'est vu intégré dans plusieurs guides et normes, tels que "Pavement Design for Motorways" (1994) et "Road Directorate's Catalogue of New Pavements" (1998). La diversification des mélanges d'EME a conduit à son inclusion dans la norme AFNOR NF P 98-140, publiée en octobre 1992.

Caractéristiques et spécifications

Les mélanges d'EME, selon les normes européennes, se composent généralement de 32 à 35 % de matériaux de tailles inférieures à 2 mm et d'environ 7 à 8 % de matériaux inférieurs à 0,075 mm. L'épaisseur de la couche peut varier en fonction de la taille maximale des granulats qui pour des valeurs de 10, 14 ou 20 mm, permet de réaliser des couches d'épaisseurs allant de 6 à 10 cm, 7 à 12 cm, et 10 à 15 cm, respectivement (Espersson, 2014; Santos, Capitão, & Pais, 2003). Un liant bitumineux dur et une structure fermée à vides d'air réduits permettent d'assurer la maniabilité, la durabilité, et la résistance à la fatigue (Haritonovs, Zaumanis, Tihonovs, & Smirnovs, 2013; Sybilski, Maliszewska, Maliszewski, & Mularzuk, 2008).

Innovations et applications

Tirant parti des succès de l'EME, certains chercheurs ont exploré son utilisation dans les couches de surface, donnant naissance au "béton bitumineux à module élevé" (BBME). Moins rigide que l'EME, il a été utilisé pour diminuer l'épaisseur des couches de surface sans compromettre les performances mécaniques (Marsot, 1993). Le BBME a trouvé des applications variées, notamment dans les voies urbaines, les péages, et les stations-service. Il est depuis régulées par la norme française NF P 98-141 (Capitão & Picado-Santos, 2006). Par ailleurs, les couches de base en EME sont généralement couvertes de Béton Bitumineux Très Mince (BBTM), dont la formulation est similaire à celle du Stone Mastic Asphalt (SMA), mais avec une granulométrie ouverte et une épaisseur généralement inférieure à 35 mm (Dariusz et al., 2010).

En somme, l'EME constitue une avancée significative dans le domaine du génie civil et de la construction routière. Depuis son introduction, l'EME a joué un rôle crucial dans la réhabilitation et le renforcement des chaussées, contribuant à l'optimisation des ressources et à la réduction des coûts. Les développements continus, tels que le BBME et le BBTM, soulignent l'importance de cette innovation et laissent entrevoir un futur prometteur dans la recherche et l'application de technologies routières avancées.

2.2.1 Les bitumes utilisés pour confectionner des enrobés à module élevé EME

Dans la conception d'un enrobé à module élevé, deux approches principales peuvent être considérées : une réduction de la teneur en liant ou l'utilisation d'un liant bitumineux très rigide (Moghaddam, 2019). Toutefois, la première option semble moins favorable, car une diminution de la quantité de liant pourrait avoir une incidence négative sur la durabilité du mélange (Maupin & Diefenderfer, 2006). Ainsi, il devient indispensable de recourir à des liants bitumineux qui sont dur (IP faible), tels que les grades de pénétration 15/25, 10/20, et même 5/15 à 25°C, afin de garantir une rigidité suffisante du mélange et une résistance adéquate à la déformation permanente (Rohde, Ceratti, Núñez, & Vitorello, 2008).

La fabrication des liants bitumineux de grade élevé repose sur un ensemble de méthodes variées. Initialement obtenus par un procédé de soufflage, ces liants se sont montrés particulièrement cassants, les rendant vulnérables à la fatigue et à la fissuration à basse température. Par conséquent, l'adoption de techniques alternatives telles que la distillation sous vide ou encore l'asphalte précipité au propane s'est avérée nécessaire (J. F. Corté, 2001).

Les liants bitumineux modifiés par des polymères, notamment le styrène-butadiène-styrène (SBS) et le polyéthylène (PE), constituent une alternative viable aux liants bitumineux vierges de grade élevé. En particulier, dans les régions froides comme le Canada où les problèmes liés à la fissuration thermique sont importants, l'utilisation des bitumes modifiés par l'ajout de polymères a été le point tournant dans l'implémentation de la famille des EME dans ces régions (M. M. Boussabnia et al., 2021). En effet, le développement de ces liants présente un potentiel dans l'amélioration de la résistance à la fissuration des EME. Il est à noter que l'utilisation d'une teneur plus élevée en liant est privilégiée pour renforcer la durabilité des mélanges. Cependant, l'emploi de liants bitumineux de grade élevé à viscosité élevée requiert des conditions de mélange spécifiques, telles que des températures élevées (environ 170°C à 180°C pour un liant de grade 10/20) (J. F. Corté, 2001). Le Tableau 2.4 résume les exigences relatives au liant dur selon les normes européennes.

2.2.2 Les granulats utilisés pour confectionner les EME

La norme européenne NF EN 13108-1 détaille avec précision les exigences concernant la distribution granulométrique d'un EME, par rapport à la taille nominale des granulats du mélange, désigné par (D) (de A. L. Babadopulos, Soares, Ferreira, & do Nascimento, 2018). Quatre tailles de tamis déterminent cette distribution, à savoir : 1,4D, D, 2 mm et 0,063 mm. Selon la norme EN 13043, la dimension D, ainsi qu'une taille de tamis optionnelle située entre D et 2 mm, sont déterminées en se basant sur des tailles de tamis prédéfinies. Le Tableau 2.5 expose les limites de distribution granulométrique des granulats pour trois catégories d'EME distinctes, établies en fonction de la taille maximale du squelette granulaire (D). Le Tableau 2.6 fournit les limites de distribution granulométrique pour chaque catégorie.

Tableau 2.4 Exigences relatives au liant dur dure selon les normes européennes

Exigences	Caractéristiques	Unité	Norme	Grade de pénétration	
				10/20	15/25
Consistance à des températures moyennes	Pénétration à 25°C	0,1 mm	EN 1426	10 to 20	15 to 25
Consistance à des températures hautes	Point de ramollissement	°C	EN 1427	58 to 78	55 to 71
	Viscosité dynamique à 60°C	Pa.s	EN 12596	≥ 700	≥ 550
Performance à long terme (la résistance au durcissement)	Perte de masse	%	EN 12607-1/-3	n/a	≤ 0.5
	Pénétration résiduelle	%	EN 1426	n/a	≥ 55
	Point de ramollissement après durcissement	°C	EN 1427	n/a	≥ original minimum +2
	Augmentation du point de ramollissement	°C	EN 1427	≤ 10	≤ 8
Autres propriétés	Viscosité cinématique à 135°C	mm ² /s	EN 12595	≥ 700	≥ 600

La qualité des granulats joue un rôle déterminant dans la rigidité du mélange et influence directement ses performances. Ainsi, la formulation des mélanges d'EME nécessite l'emploi de granulats concassés caractérisés par une angularité élevée. Par ailleurs, l'indice de platitude des granulats, une mesure de la forme des particules, ne doit pas excéder 25 (LCPC, Delorme, de La Roche, & Wendling, 2007).

L'EME se distingue par sa capacité à intégrer des granulats de qualité moindre, ce qui en fait un avantage prépondérant. Cet atout découle directement de la morphologie intrinsèque des mélanges d'EME, caractérisés par une structure compacte qui s'associe à l'emploi de liants bitumineux à la fois plus rigides et présents en plus grande quantité. Ces caractéristiques entraînent une meilleure résistance aux contraintes et aux déformations induites dans la couche de base d'une route, ainsi qu'une durabilité accrue (Moghaddam, 2019).

Tableau 2.5 Limites de granulométrie des mélanges EME en fonction de la taille nominale des granulats du mélange (D) (NF EN 13108-1)

D (mm)	10		14		20	
Tamis	Passant (%)					
(mm)	Min	Max	Min	Max	Min	Max
1,4D	100	100	100	100	100	100
D	90	100	90	100	90	100
2	10	60	10	50	10	50
0,063	2	12	0	12	0	11

Tableau 2.6 Exigences relatives à la granulométrie des mélanges EME (NF EN 13108-1)

Tamis	Classe granulaire					
	0/10		0/14		0/20	
(mm)	Min (%)	Max (%)	Min (%)	Max (%)	Min (%)	Max (%)
31,5	-	-	-	-	100	100
20	-	-	100	100	90	100
14	100	100	90	100	-	-
10	90	100	-	-	-	-
6,3	45	65	50	70	45	65
4	-	-	40	60	40	60
2	28	38	25	38	25	38
0,063	6,3	7,2	5,4	7,7	5,4	7,7

2.2.3 Formulation des enrobés à module élevé EME

L'approche de conception des mélanges l'EME se caractérise par une combinaison de méthodes d'essai, à la fois empiriques et axées sur les performances. Ces méthodes sont plus onéreuses et prennent plus de temps que la conception conventionnelle des mélanges. La spécification actuelle pour les mélanges d'EME est détaillée dans la norme française NF EN 13108-1. Selon cette norme, deux classes distinctes d'EME sont établies : EME Classe 1 et EME Classe 2. La différence entre ces deux classes réside dans la valeur du module de richesse, qui est un indicateur de l'épaisseur du film de liant. Les spécifications pour ces deux classes sont illustrées dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7 Module de richesse selon la classe de l'EME (NF EN 13108-1)

EME	Module de richesse	
	Min	Max
Classe 1	2.5	3.4
Classe 2	3.4	-

La conception des EME en France s'articule autour de cinq étapes majeures, chacune ayant son importance pour garantir la qualité du mélange :

- Détermination de la courbe granulométrique et la teneur en liant : cette première phase permet de choisir la distribution des granulats et la teneur en liant selon le module de richesse, garantissant une bonne liaison entre les constituants.
- Évaluation de la compactibilité et sensibilité à l'humidité : la compactibilité du mélange est testée via une Presse à Compaction Giratoire (PCG). Les EME ont un pourcentage de vides d'air plus faibles que les mélanges conventionnels, offrant une meilleure durabilité. La sensibilité à l'humidité (tenue à l'eau) est également vérifiée par des tests de compression non confinée (test Duriez), avec un critère minimal de 75 % pour la Classe 2.
- Test de performance en déformation permanente (Orniérage) : à cette étape, on utilise l'appareil d'orniérage LCPC à 60°C et 30 000 cycles pour évaluer la résistance à l'orniérage du mélange.
- Caractérisation de la rigidité du mélange : la rigidité est mesurée à 15°C et 25 Hz via un essai de flexion à deux points sur des éprouvettes trapézoïdales, conformément à la norme EN 12697-26, méthode A.
- Évaluation des caractéristiques de fatigue : la dernière étape analyse les propriétés en fatigue à 10°C à travers un essai de flexion à deux points selon la norme EN 12697-24, méthode A. On détermine ainsi les paramètres de la courbe de fatigue, incluant la pente de la courbe et la valeur de déformation ε_6 à 1 000 000 de cycles de chargement.

Le Tableau 2.8 présente les exigences en matière de rigidité et de fatigue pour les classes d'EME. Le respect strict de ces étapes et exigences assure que les EME obtenus sont de haute qualité, combinant robustesse et durabilité. Bien que la conception des EME demande plus d'efforts que celle des enrobés classiques, les avantages en matière de longévité et de résistance en font un choix préféré pour les projets routiers.

Tableau 2.8 Exigences en matière de rigidité et de fatigue pour les classes EME
(NF EN 13108-1)

EME	Module de rigidité minimal à 15 °C et 10 Hz (MPa)	Résistance à la fatigue à 10°C et 25 Hz ($\mu\text{m/m}$) - $\epsilon_6^{(*)}$
Classe 1	14,000	100
Classe 2	14,000	130
* Niveau de déformation causant la rupture de l'échantillon à 10^6 cycles de sollicitation		

2.3 Propriétés rhéologiques des enrobés bitumineux

Les EB sont catégorisés comme des matériaux viscoélastiques et thermoplastiques du fait qu'ils héritent le comportement viscoélastique des liants qui les constituent (Hassan Baaj, 2002; J.F. Corté & Di Benedetto, 2004). Leurs propriétés mécaniques dépendent de facto du temps de sollicitation (ou de la fréquence), de l'amplitude de la déformation appliquée ϵ , du nombre de cycles de chargements N et de la température environnante (H Baaj, 2002; Benedetto, Soltani, & Chaverot, 1996; Hervé Di Benedetto & Corté, 2005). La Figure 2.2 illustre l'ordre de grandeur des zones spécifiques aux quatre comportements principaux des enrobés bitumineux pour une température donnée :

- Un comportement non-linéaire observé pour un nombre faible de chargement et des déformations de quelques pourcent ;
- Un comportement viscoélastique linéaire observé quand la déformation est faible ($<10^{-4}\text{m/m}$) et le nombre de chargements est inférieur à quelques centaines de cycles ;
- Un endommagement par fatigue lors de chargements de plusieurs dizaines de milliers de cycles et des déformations faibles ;

- Apparition d'ornièr, à la suite de l'accumulation de déformations irréversibles non négligeables, lorsque des cycles déviatoires en contrainte sont appliqués à partir d'une contrainte nulle et pour des amplitudes de déformation proches de la rupture (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004).

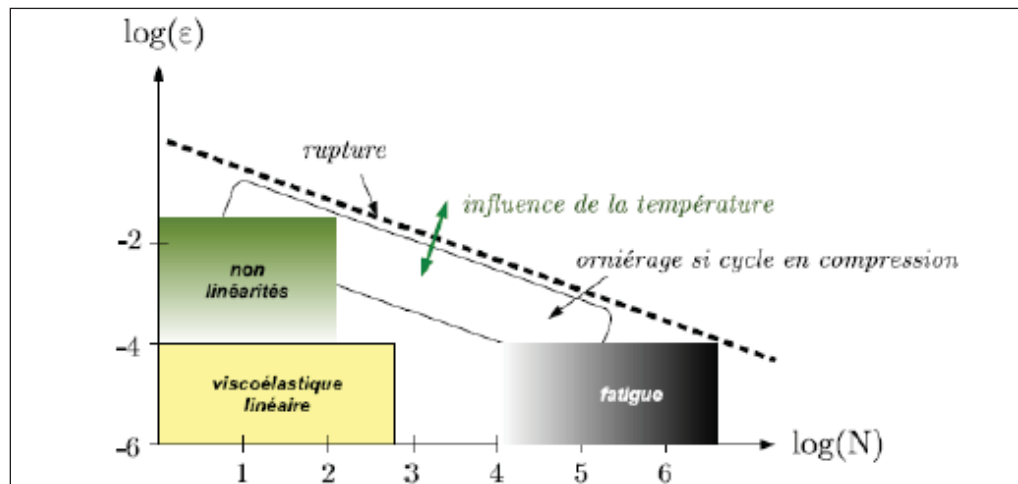


Figure 2.2 Comportement type des enrobés bitumineux en fonction de la déformation et du nombre de chargements
Tirée de J.F. Corté et al. (2004, p.79)

Il convient de noter que les seuils définissant ces comportements peuvent varier selon le type d'enrobé, la température, et le type de sollicitation (compression, cisaillement, etc.) (De La Roche, 1990; Lefevre, 2001).

En technique routière, les différents comportements de l'EB sont considérés dans le dimensionnement de chaussée par l'entremise de propriétés mécaniques mesurables, qui sont associées à chaque type de comportement. Ces propriétés sont analysées selon des approches empiriques et rationnelles au sein des méthodes de dimensionnement de chaussées (De La Roche, 1990; Lefevre, 2001). Plus précisément, on peut identifier quatre propriétés mécaniques prédominantes pour les matériaux bitumineux :

- Rigidité (ou Module Complexe) : Ce paramètre est étroitement lié au comportement viscoélastique linéaire des EB ;
- Résistance à la Fatigue : Elle évalue la résistance de l'EB face aux cycles répétés de chargement ;

- Comportement à l'Orniérage : Il renvoie à la capacité de l'EB à résister à l'accumulation de déformations permanentes ;
- Fissuration et Propagation des Fissures : Ces phénomènes s'intéressent aux ruptures initiales et à leur progression à travers le matériau.

La caractérisation dans les domaines de la viscoélasticité linéaire (VEL) et de la fatigue demeure la pierre angulaire de la plupart des études sur les EB. Ainsi, les paragraphes suivants seront consacrés aux méthodes et techniques utilisées pour caractériser le comportement des EB dans ces deux domaines clés.

2.4 Caractérisation des propriétés mécaniques des EB dans le domaine VEL

2.4.1 Hypothèses

L'étude de l'EB, que ce soit dans le domaine VEL ou en fatigue, suppose que le matériau est continu, isotrope, viscoélastique linéaire et thermosusceptible (Hassan Baaj, 2002; De La Roche, 1990; Lefevre, 2001). Bien que ces hypothèses prédominent, d'autres sont parfois nécessaires dans d'autre domaine. Par exemple, dans le contexte de grandes déformations à température élevée et à vitesse de chargement réduite, notamment pour caractériser l'orniérage, l'hypothèse d'un comportement élasto-visco-plastique est posée (Lefevre, 2001).

Milieu continu

L'EB est considéré comme un milieu continue, à l'échelle macroscopique de la chaussée, en dépit de l'hétérogénéité inhérente à sa structure composite granuleuse. Cependant, pour que cette hypothèse soit justifiée, il est important de respecter un rapport de 10 entre la taille du plus gros granulat et celle de l'éprouvette. En pratique, ce rapport n'est pas toujours obtenu, en particulier pour certaines éprouvettes testées en fatigue où l'on se contente d'un rapport aussi faible que 3 pour conserver l'hypothèse d'homogénéité (Hassan Baaj, 2002a; Lefevre, 2001).

Isotropie

Le procédé de mise en place d'un EB, qui se réalise par répandage du matériau foisonné suivi d'un compactage par passage successif à chaque couche, crée un gradient de densité dans le sens de l'épaisseur de la couche et confère une orientation privilégiée aux granulats. En conséquence, le matériau acquiert une certaine anisotropie, qui se manifeste également au niveau des éprouvettes fabriquées en laboratoire. Dans ce sens, Doubbaneh (1995) a montré une variation de l'ordre de 20% entre des mesures du module en traction - compression réalisées sur des éprouvettes cylindriques carottées suivant trois axes de carottage dans des plaques d'enrobé fabriquées en laboratoire. Il est donc impératif de carotter les éprouvettes au centre de la plaque et d'imposer des sollicitations correspondant à la direction de plus grande déformation, afin de respecter les conditions d'isotropie (Lefevre, 2001).

Viscoélasticité

La viscoélasticité des EB résulte de la combinaison du comportement élastique du squelette granulaire et de celui visqueux du bitume (Lefevre, 2001). Le mélange adopte ainsi un comportement viscoélastique qui dépend des conditions de chargement comme la fréquence et la température.

On observe ainsi un comportement similaire à celui d'un fluide visqueux lorsque les charges sont appliquées très lentement (faible fréquence). En contraste, lors d'un chargement rapide (haute fréquence), le matériau se comporte de manière quasi-élastique. Entre ces deux cas de figure extrêmes, l'EB présente un comportement viscoélastique dont la linéarité dépend du niveau de déformation (Hassan Baaj, 2002a).

Linéarité

Lorsque l'EB est soumis à des « petites déformations », il manifeste un comportement linéaire, caractérisé par une faible variation de son module, généralement inférieure à 5%, en rapport avec l'amplitude de la déformation. C'est dans ce domaine de linéarité que les mesures du module complexe des matériaux bitumineux sont effectuées (Huet, 1963).

Le comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux repose sur le principe de superposition de BOLTZMANN (Mandel, 1966). Ce principe suppose que la réponse d'un

matériau à une sollicitation composée d'un certain nombre de sollicitations élémentaires est la somme des réponses à chacune de ces sollicitations élémentaires (Salençon, 1983).

À partir de cette hypothèse, plusieurs approches sont utilisées pour mesurer la rigidité des enrobés. Les plus courantes sont le mode temporel, où l'on impose une charge presque statique, et le mode fréquentiel, caractérisé par une charge sinusoïdale. Il y a aussi des modes mixtes, basés principalement sur des méthodes "impulsionnelles", où l'on contrôle la sollicitation maximale sans piloter strictement la loi de chargement, contrairement aux deux premiers modes.

Thermosusceptibilité

L'enrobé se caractérise par sa thermosusceptibilité, une propriété intrinsèquement liée à la présence du liant. Cette caractéristique induit une variation marquée des propriétés mécaniques en fonction de la température. Ainsi, à basse température, l'enrobé affiche une rigidité élevée et adopte un comportement plus fragile. À l'inverse, à haute température, sa rigidité diminue drastiquement, engendrant une forte déformabilité favorable à l'orniérage.

2.4.2 Viscoélasticité linéaire

2.4.2.1 Définition

Un matériau non vieillissant, c'est-à-dire dont les propriétés mécaniques demeurent constantes indépendamment de son âge (caractéristique d'invariance par translation dans le temps), est qualifié de viscoélastique si l'effacement des contraintes est total lors d'une expérience d'effacement (Salençon, 1983). Cette expérience, considérée comme fondamentale pour définir la viscoélasticité (Salençon, 2009), consiste à appliquer une déformation en créneau à un matériau. Le matériau est dit viscoélastique si la contrainte à l'infini σ_∞ est nulle lorsque la déformation imposée ϵ_0 est ramenée à zéro. Cette expérience est illustrée sur la Figure 2.3.

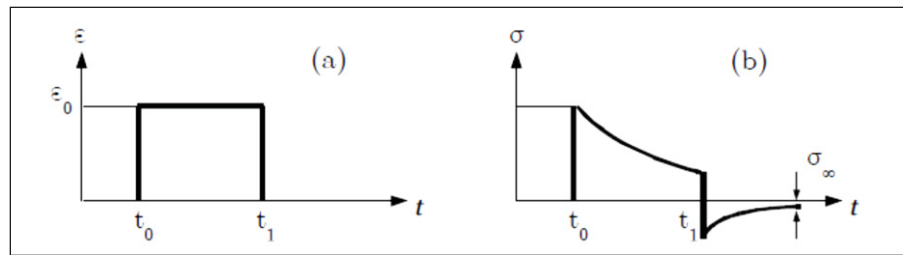


Figure 2.3 Expérience d'effacement : créneau déformation (a) et réponse du matériau en contrainte (b)

La loi de comportement d'un matériau établit une correspondance fonctionnelle entre l'histoire de la déformation et celle de la contrainte (Mandel, 1972). En termes unidimensionnels, cela signifie une correspondance entre l'histoire de $\sigma(t)$ et celle de $\varepsilon(t)$. Un matériau est dit posséder un comportement viscoélastique linéaire si cette relation fonctionnelle est linéaire. Autrement dit, si deux histoires de sollicitations sont superposées, la réponse résultante sera la superposition des réponses individuelles (Salençon, 2009). Ce concept est connu sous le nom de principe de superposition de Boltzmann et est illustré dans le Tableau 2.9.

Tableau 2.9 Principe de superposition de Boltzmann

Sollicitation	Réponse
$\varepsilon_1(t)$	$\sigma_1(t)$
$\varepsilon_2(t)$	$\sigma_2(t)$
$A.\varepsilon_1(t) + B.\varepsilon_2(t)$	$A.\sigma_1(t) + B.\sigma_2(t) \forall (A, B) \in \mathbb{R}^2$

2.4.2.2 Formules de Boltzmann

L'applicabilité du principe de superposition de Boltzmann implique que le matériau viscoélastique (non vieillissant) possède un comportement linéaire. De là, si l'on superpose deux histoires de sollicitations (déformation ou contrainte), la réponse est la superposition des réponses (Salençon, 1983). On peut ainsi connaître la réponse à toute histoire de sollicitation à partir de la connaissance des fonctions de relaxation ou de retard (Mandel, 1974).

On obtient les équations de Boltzmann pour ε et σ sous la forme suivante :

- Formule de Boltzmann pour ε :

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)J(0) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{dJ}{d\tau}(t - \tau) d\tau \quad (2.1)$$

- Formule de Boltzmann pour σ :

$$\sigma(t) = \varepsilon(t)R(0) - \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau) \frac{dR}{d\tau}(t - \tau) d\tau \quad (2.2)$$

Le premier terme dans la formule (2.2) correspond à la réponse instantanée (réponse élastique) du matériau, le second terme quant à lui représente la réponse différée (réponse visqueuse) du matériau.

Les équations de Boltzmann citées auparavant (équations (2.1) et (2.2)) sont difficiles à résoudre dans le domaine temporel. En vue de simplifier ces équations, il est commode d'avoir recours à la transformée de Laplace-Carson définie comme suit :

$$\tilde{L}f(p) = p \int_0^{\infty} e^{-pt} f(t) dt \quad (2.3)$$

Avec $f(t)$: une fonction arbitraire dépendante du temps et p : variable équivalente au temps dans le domaine de Laplace

Les équations de Boltzmann deviennent dès lors sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}(p) &= \tilde{J}(p)\tilde{\sigma}(p) \\ \tilde{\sigma}(p) &= \tilde{R}(p)\tilde{\varepsilon}(p) \end{aligned} \quad (2.4)$$

$\tilde{\sigma}$, $\tilde{\varepsilon}$, \tilde{J} et \tilde{R} représentent respectivement les transformées de Laplace-Carson de la contrainte, de la déformation, de la fonction de fluage et de la fonction de relaxation. On constate que l'allure de ces équations est similaire aux équations de l'élasticité. De plus, on remarque aussi que :

$$\tilde{R}(p) \cdot \tilde{J}(p) = 1 \quad (2.5)$$

2.4.3 Le module complexe de Young E^*

Le comportement viscoélastique linéaire d'un matériau peut être décrit expérimentalement en traçant l'évolution de la contrainte (ou la déformation) en fonction de la déformation (ou la contrainte).

Pour ce faire, et dans le cas des matériaux bitumineux, il existe trois principaux types de sollicitations possibles (Lamothe, 2014) :

- sollicitation quasi statique analysée dans le domaine temporel. Elle permet de déterminer, par exemple, le module sécant;
- sollicitation cyclique non sinusoïdal, usuellement en « impulsion » qui nécessite une analyse particulière;
- sollicitation sinusoïdal analysée dans le domaine fréquentiel en introduisant la fréquence de sollicitation f_r ou la pulsation $\omega = 2\pi f_r$. Le module complexe E^* est directement calculé à partir de ce type de chargement.

Lorsqu'on applique à un matériau viscoélastique linéaire une contrainte sinusoïdale $\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$, la réponse est aussi sinusoïdale sous la forme $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi_E)$. Le terme φ_E correspond au retard de phase entre les deux signaux (voir Figure 2.4).

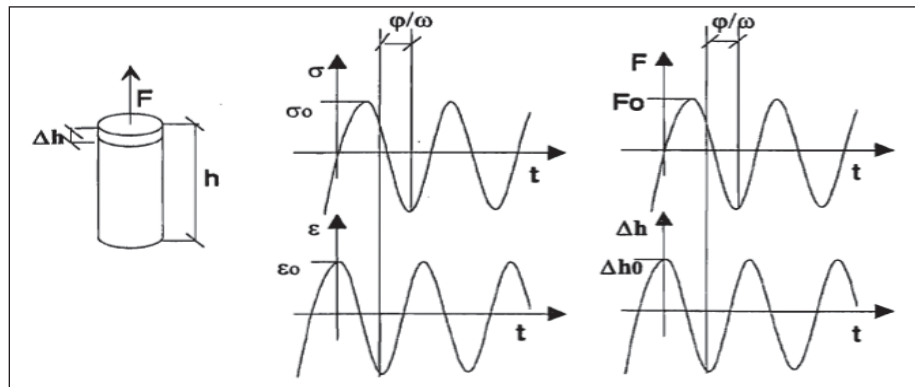


Figure 2.4 Évolution des efforts (contraintes) et des déplacements (déformations) pour un matériau viscoélastique linéaire
Tirée de Di Benedetto (1998, p.10)

Physiquement, le module complexe E^* représente en norme $|E^*|$ le rapport entre l'amplitude du signal $\sigma(t)$ appliqué et l'amplitude du signal $\varepsilon(t)$ résultant, et en argument ϕ_E le déphasage obtenu entre les deux signaux. E^* est ainsi la fonction complexe de relaxation R^* prise au point $p=i\omega$ (Olard, 2003), où i est le nombre complexe qui vérifie $i^2 = -1$. On a ainsi :

$$\sigma^*(t) = \tilde{R}(i\omega)\varepsilon^*(t) \quad (2.6)$$

En adoptant la notation complexe et en posant : $\sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i\omega t}$ et $\varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 e^{i\omega t - \phi_E}$, le module complexe s'écrit alors sous la forme :

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i\omega t - \phi_E}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\phi_E} = |E^*| e^{i\phi_E} \quad (2.7)$$

Ou encore :

$$E^* = E_1 + iE_2 \quad (2.8)$$

E_1 est la partie réelle de E^* appelée aussi module d'élasticité. E_2 est la partie imaginaire de E^* appelée aussi module de perte.

Le module complexe est décrit dans le domaine complexe car il dépend de deux variables à savoir la fréquence et la température. Les représentations graphiques qui lui sont habituellement associées sont (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004) :

- les courbes isothermes : qui tracent l'évolution de la norme du module complexe $|E^*|$ (i.e. $|G^*|$), usuellement en échelle bi logarithmique, en fonction de la fréquence f_r pour une température fixe. De plus, la pente des isothermes fournit une appréciation sur la susceptibilité cinétique du matériau ;
- les courbes isochrones : représentent les courbes duales des isothermes en inversant les paramètres fréquence et température. Elles sont toujours exprimées en échelle semi-

logarithmique. À l'instar des isothermes, les courbes isochrones permettent d'évaluer la susceptibilité thermique des matériaux bitumineux ;

- les courbes dans le plan de Cole-Cole : sont une représentation de la partie réelle E_1 du module complexe (en abscisse) en fonction de la partie imaginaire E_2 (en ordonnée). Le résultat est une courbe, d'allure parabolique, spécifique au matériau utilisé. De plus, dans l'hypothèse du principe d'équivalence temps température (PETT), la courbe obtenue est unique ;
- les courbes dans l'espace de Black : consistent à tracer le logarithme de la norme du module en fonction de l'angle phase qui lui correspond. A la ressemblance de la représentation « Cole-Cole », les courbes de Black sont uniques quand le matériau bitumineux vérifie le PETT. En pratique, les courbes de Black permettent de visualiser la zone des modules faibles, en particulier la chute de l'angle de phase pour les hautes températures. Cet effet résulte de la présence de granulats dans le mélange.

2.4.4 Le principe d'équivalence temps température PETT

Le principe d'équivalence ou de superposition temps-température (PETT ou PSTT) établit une corrélation entre l'augmentation du temps de chargement (ou la diminution de la fréquence) et l'augmentation de la température (Christensen, 2003). Il suggère que la fonction de relaxation du matériau reste constante vis-à-vis de la température. Lorsque ce principe est applicable, le matériau est qualifié de "thermothéologiquement simple" (Christensen, 2003).

Cette équivalence s'explique par le fait que la structure moléculaire du matériau reste stable, même face à des variations thermiques. Seule la dynamique brownienne des molécules est influencée par la température, modifiant uniquement la valeur absolue de la fonction de relaxation, et non sa forme générale (Didier Lesueur, 2009).

Pour valider l'application du PETT à un matériau, il convient de s'assurer que sa fonction de relaxation est effectivement indépendante de la température. Ceci est typiquement vérifié en analysant graphiquement les courbes isothermes, les représentations dans l'espace de Cole-

Cole et de Black. Plus spécifiquement, s'il existe des paires différentes fréquence-température $(fr_1, \theta_1) \neq (fr_2, \theta_2)$, pour lesquelles on obtient $E^*(fr_1, \theta_1) = E^*(fr_2, \theta_2)$, alors le module complexe peut être représenté par une unique variable réduite $f.g(\theta)$ (Delaporte, 2007). En exploitant cette propriété, on peut construire une courbe maîtresse unique $(\log|E^*|, \log(fr))$, pour une température de référence θ_{Ref} . La superposition de ces courbes permet aussi la validation du PETT. Toutefois, une vérification plus stricte peut être réalisée via le diagramme de Black, qui repose sur l'utilisation de données brutes (Delaporte, 2006).

Les courbes sont superposées en translatant chaque isotherme parallèlement à l'axe des abscisses, vers une isotherme choisie comme référence. Cette translation est illustrée dans la Figure 2.5. On note a_T le coefficient de translation d'une isotherme θ par rapport à l'isotherme de référence θ_{Ref} . Il est défini par la formule suivante :

$$E^*(fr, \theta) = E^*(fr \cdot a_T, \theta_{Ref}) \quad (2.9)$$

$$a_T(\theta = \theta_{Ref}) = a_{\theta_{Ref}} = 1 \text{ avec } a_T = \frac{g(\theta)}{g(\theta_{Ref})} \quad (2.10)$$

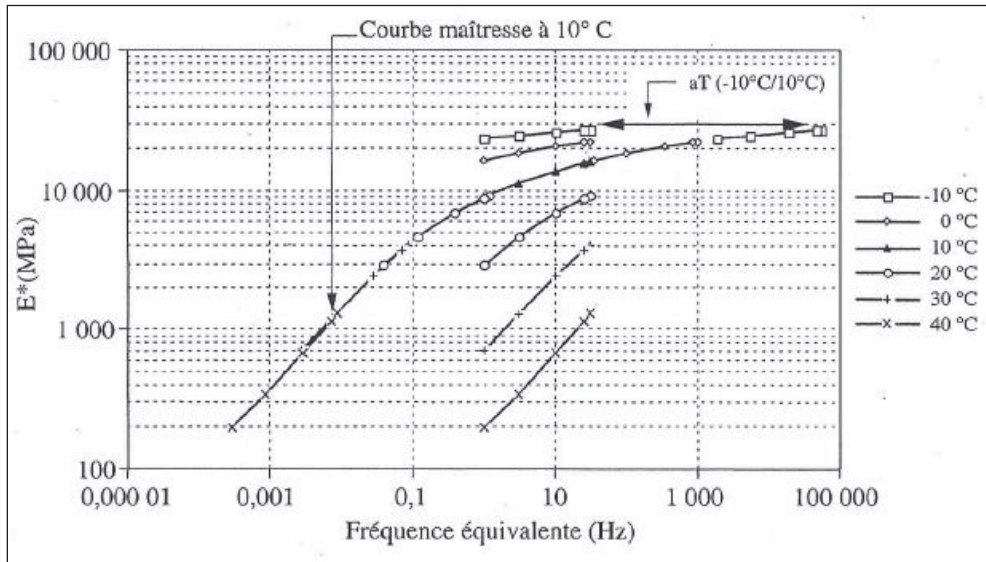


Figure 2.5 Construction de la courbe maîtresse d'un « BBSG » à la température de référence $\theta_{Ref}=10^\circ\text{C}$
Tirée de J.F. Corté (2004, p. 96)

La courbe obtenue par la superposition des isothermes est désignée comme la "courbe maîtresse" (Master curve). Spécifique à chaque matériau bitumineux, elle fournit un accès à des valeurs du module complexe qui sont inaccessibles par les méthodes expérimentales. Une telle courbe permet une compréhension plus étendue du comportement du matériau bitumineux, enrichissant ainsi les méthodes d'analyse disponibles pour les chercheurs et les ingénieurs en génie civil.

Le facteur de translation a_T peut être défini selon plusieurs expressions, à savoir :

La formule de William/Landel/Ferry WLF

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(\theta - \theta_R)}{(\theta - \theta_R) + C_2} \quad (2.11)$$

Où C_1 et C_2 sont deux constantes qui dépendent du matériau

La loi d'Arrhenius

$$\log(a_T) = \frac{\delta H}{R} \left(\frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_R} \right) \quad (2.12)$$

Avec δH est l'énergie apparente d'activation du matériau et R la constante des gaz parfaits.

2.5 Modélisation de comportement viscoélastique linéaire (VEL) de l'enrobé bitumineux

Les premiers modèles destinés à simuler le comportement viscoélastique linéaire (VEL) des enrobés bitumineux ont fait appel à des éléments rhéologiques élémentaires comme le ressort ou l'amortisseur. Ces composants permettent de représenter, respectivement, un comportement élastique linéaire et un comportement visqueux. Leur combinaison stratégique dans un modèle permet de simuler et d'interpréter les propriétés mécaniques de matériaux plus complexes, tels que le comportement VEL, et leur réponse à diverses sollicitations (Marques & Creus, 2012).

2.5.1 Le modèle de Huet

Le modèle de Huet (Huet, 1963) est un assemblage de trois éléments rhéologiques simples à savoir : un ressort de raideur $E_0 - E_{00}$ et deux amortisseurs à fluage parabolique de paramètres h et k (voir Figure 2.6). Les paramètres h et k vérifient que $0 < k < h < 1$ pour les matériaux bitumineux. Le paramètre E_0 représente le module instantané du modèle quand la pulsation ω tend vers l'infini (pour les basses températures et/ou hautes fréquences).

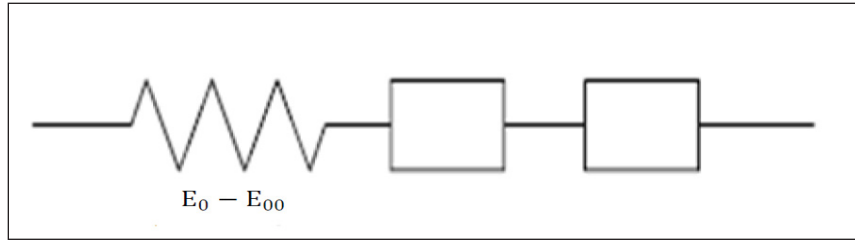


Figure 2.6 Représentation schématique du modèle Huet
Tirée de Huet (1963, p. 47)

En pratique, il est utile de recourir à la fonction de fluage pour les assemblages en série puisque la fonction de fluage de l'assemblage est la somme des fonctions de fluage des éléments. La fonction de fluage du système s'exprime alors comme suit :

$$J(t) = \frac{1}{E_0 - E_{00}} + a \left(\frac{t}{\tau_h} \right)^h + b \left(\frac{t}{\tau_k} \right)^k \quad (2.13)$$

Où τ_h et τ_k sont deux constantes du temps qui dépendent seulement de la température. a et b sont deux constantes.

En appliquant la transformée de Laplace-Carson, on obtient :

$$\tilde{J}(i\omega) = \frac{1}{E_0 - E_{00}} + a \frac{\Gamma(h + 1)}{(i\omega\tau_h)^h} + b \frac{\Gamma(k + 1)}{(i\omega\tau_k)^k} \quad (2.14)$$

On peut dès lors avoir la valeur de la fonction de relaxation (module complexe) du modèle sous la forme qui suit :

$$\tilde{R}(i\omega) = E^*(i\omega) = \frac{E_0 - E_{00}}{(1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h})} \quad (2.15)$$

2.5.2 Le modèle de Huet-Sayegh

Le modèle de Huet-Sayegh (Sayegh, 1965) intègre un ressort supplémentaire de raideur E_{00} , faible par rapport à E_0 , en parallèle avec l'assemblage du modèle de Huet (voir Figure 2.7). Sayegh a apporté cette modification afin d'adapter le modèle au comportement des matériaux bitumineux à haute température (basses fréquences).

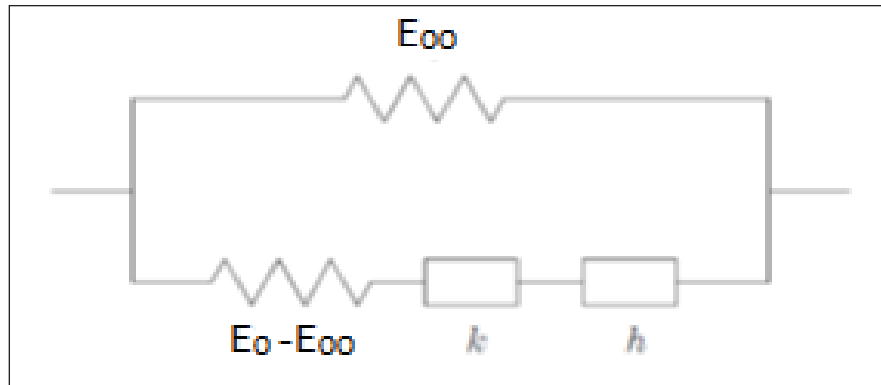


Figure 2.7 Représentation schématique du modèle Huet-Sayegh
Tirée de Sayegh (1965, p. 61)

En pratique, pour les assemblages en parallèle, on utilise la fonction de relaxation, car la fonction de relaxation de l'assemblage est la somme des fonctions de relaxation des éléments individuels. Il faut donc ajouter la fonction de relaxation d'un ressort de raideur E_{00} à la fonction de relaxation du modèle Huet, établie précédemment. La formule obtenue est la suivante :

$$\tilde{R}(i\omega) = E^*(i\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{(1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h})} \quad (2.16)$$

L'expression analytique de la fonction de fluage dans le domaine temporel pour le modèle de Huet-Sayegh n'est pas connue. Par conséquent, on peut préférer le modèle de Huet au modèle de Huet-Sayegh lors d'une modélisation dans le domaine temporel. Cette approche est

acceptable pour les enrobés bitumineux, à condition de ne pas se situer dans le domaine des faibles fréquences.

2.5.3 Le modèle 2S2P1D

Le modèle « 2S2P1D » (2 Springs, 2 Parabolic, 1 Dashpot) est une généralisation du modèle de Huet-Sayegh et a été introduit par Olard (2003). Ce modèle incorpore un amortisseur linéaire de viscosité η en série avec les éléments paraboliques, afin d'adapter le modèle au comportement purement visqueux des bitumes purs à basse fréquence. Par conséquent, le modèle 2S2P1D peut décrire le comportement de la plupart des matériaux bitumineux, du liant à l'enrobé. La Figure 2.8 offre une représentation schématisée du modèle 2S2P1D. À noter que, tout comme le modèle Huet-Sayegh, le modèle 2S2P1D ne possède pas d'expression analytique de la fonction de fluage dans le domaine temporel.

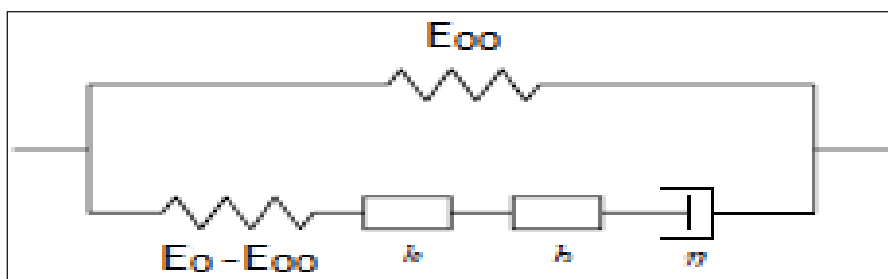


Figure 2.8 Représentation schématisée du modèle 2S2P1D
Tirée de Olard (2003, p. 109)

Pour calculer la fonction de relaxation du modèle, on doit ajouter la fonction de fluage d'un amortisseur linéaire à la fonction de fluage du système de Huet. On obtient ainsi l'expression suivante :

$$\tilde{J}(i\omega) = \frac{1}{E_0 - E_{00}} \left[1 + \frac{a}{E_0 - E_{00}} \frac{\Gamma(h+1)}{(i\omega\tau_h)^h} + \frac{b \cdot \mu^{-k}}{E_0 - E_{00}} \frac{\Gamma(k+1)}{(i\omega\tau_k)^k} + \frac{1}{\eta(E_0 - E_{00})} \frac{1}{(i\omega\tau)} \right] \quad (2.17)$$

En posant :

$$\beta = \eta(E_0 - E_{00}) \quad (2.18)$$

L'expression du module complexe s'écrit de la forme suivante :

$$\tilde{J}(i\omega) = \frac{1}{E_0 - E_{00}} (1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}) \quad (2.19)$$

En ajoutant le ressort E_{00} au système on obtient :

$$\tilde{R}(i\omega) = E^*(i\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{(1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1})} \quad (2.20)$$

Pour une température spécifique, le modèle « 2S2P1D » nécessite la détermination de 7 constantes afin de décrire pleinement le comportement viscoélastique linéaire du matériau bitumineux. Concernant les liants, le module statique E_{00} est très proche de zéro, ce qui permet de réduire le nombre de constantes du modèle à six (Olard, 2003). De plus, si le principe d'équivalence temps-température est applicable, le paramètre τ est le seul à dépendre de la température. Il est décrit par la loi WLF (Williams-Landel-Ferry) dans la gamme des températures observables en laboratoire (Ferry, 1980; Olard, 2003). Par conséquent, deux constantes supplémentaires C_1 et C_2 , déterminées par la loi WLF à une température de référence choisie arbitrairement, sont ajoutées aux paramètres du modèle. Le nombre total de constantes s'élève alors à 9 pour les enrobés bitumineux et à 8 pour les liants.

2.6 Caractérisation des propriétés mécaniques des EB dans le domaine de fatigue

2.6.1 Fonctionnement de la chaussée

Le passage d'un véhicule engendre des contraintes de traction et de compression dans diverses couches de la chaussée. Chaque couche peut être assimilée à une poutre, subissant des flexions sous l'effet du trafic (voir Figure 2.9).

À chaque passage de roue, la chaussée subit un chargement du même type : "contraction – extension – contraction". La répétition de ces sollicitations cause la fatigue de la chaussée (à sa base et dans la direction longitudinale). La direction de contrainte principalement à l'origine des fissurations par fatigue est celle parallèle à l'axe de roulement. L'évaluation de la résistance

en fatigue est donc cruciale dans les méthodes de dimensionnement de chaussées. Par exemple, elle est l'un des principaux paramètres d'entrée dans le code de calcul élastique (ALIZE-LCPC) (J. M. Balay, Caron, & Lerat, 2009) ou le code viscoélastique (Viscoroute) (Chabot, Chupin, Deloffre, & Duhamel, 2010).

Il est possible de caractériser la fatigue d'un enrobé à deux échelles : in-situ et au laboratoire. Selon l'échelle, il existe deux types d'essais de fatigue : des essais in-situ en grandeur réelle (Blanc et al., 2019; Mai Lan Nguyen et al., 2021) et des essais en laboratoire sous différents types de chargements (Benaboud et al., 2021a; de A. L. Babadopulos et al., 2018; Hervé Di Benedetto, Nguyen, & Sauzéat, 2011a; Riahi et al., 2017). Les essais de fatigue à grande échelle ne sont pas abordés dans cette thèse.

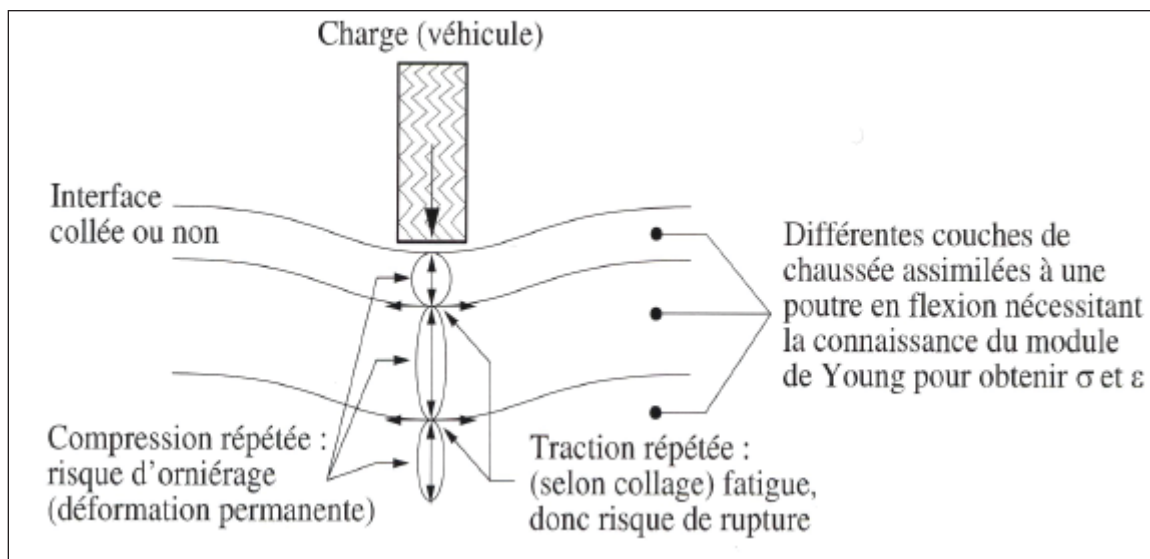


Figure 2.9 Sollicitations dans la chaussée induite par un véhicule
Tirée de Di Benedetto et al. (2005, p. 77)

Les essais de fatigue en laboratoire cherchent à reproduire les effets d'un chargement mécanique cyclique sur des éprouvettes d'enrobé prélevées in-situ ou fabriquées en laboratoire pour estimer leur résistance à la fatigue. Plusieurs types d'essais ont été employés pour évaluer la résistance en fatigue des enrobés bitumineux. La section suivante présente les différents

essais de simulation du comportement mécanique des enrobés bitumineux sous chargement cyclique.

2.6.2 Essais de fatigue en laboratoire

Il existe divers essais de laboratoire destinés à déterminer la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux. Une synthèse détaillée de ces tests de laboratoire est présentée par (H Baaj, 2002; Hervé Di Benedetto & Corté, 2005; Tayebali, Deacon, Coplantz, Harvey, & Monismith, 1994). En particulier, se distingue trois principaux types d'essais en laboratoire conçus pour évaluer la résistance des matériaux bitumineux : les essais de flexion (à 2, 3 et 4 points), les essais de traction-compression, et les essais de cisaillement.

- Les essais de flexion visent à simuler les forces de traction de flexion répétées générées dans la chaussée par le passage des véhicules. Ils permettent d'étudier la réponse des matériaux à la courbure sous charge dynamique, ce qui correspond aux conditions typiques rencontrées dans la chaussée.
- Les essais de traction-compression cherchent à représenter les forces de traction générées à la base de la chaussée fléchie. Ils sont particulièrement pertinents pour comprendre comment la chaussée réagit aux forces appliquées longitudinalement et transversalement.
- Enfin, les essais de cisaillement sont conçus pour prendre en compte les forces de cisaillement générées dans les couches de surface. Ces essais simulent les conditions de glissement entre les couches, et peuvent être essentiels pour comprendre les défaillances liées aux contraintes de cisaillement.

2.6.2.1 Flexion 2 points 2PB

L'essai de fatigue 2PB, développé au LCPC (Delorme, de La Roche, Wendling, & chaussées; LCPC et al., 2007) depuis 1965, est largement répandu en Europe et est normalisé en France (NF EN 12697-24). Les résultats de cet essai sont utilisés dans la méthode française pour le dimensionnement des chaussées (SETRA, 1994).

L'éprouvette utilisée pour cet essai est de forme trapézoïdale. Elle est encastrée à sa base large puis sollicitée à son sommet, comme illustré dans la Figure 2.10. Les sollicitations peuvent être effectuées soit en force, soit en déplacement imposé.

L'utilisation d'une éprouvette trapézoïdale présente un avantage majeur : elle permet d'éloigner la section la plus sollicitée de l'encastrement et du point d'application de la charge (Hassan Baaj, 2002a). Cette conception permet d'éviter les effets parasites de bord et de concentration de contraintes sous le point d'application de la charge, minimisant ainsi le risque de formation prématurée de fissures.

Conformément aux calculs classiques de la résistance des matériaux, la rupture de l'éprouvette se produit généralement dans la zone la plus sollicitée, située au voisinage d'une hauteur de $h/5$ de la grande base du trapèze. Toutefois, expérimentalement, il existe une grande disparité concernant la valeur de cette hauteur. Les travaux de (Bodin, 2002b) et (La Roche, 1996) montrent que la rupture peut en réalité se produire dans une zone plus étendue, comprise entre $h/2$ et $h/10$, en tenant compte de l'hétérogénéité du matériau (Maggiore & Airey, 2013b; Maggiore et al., 2012).

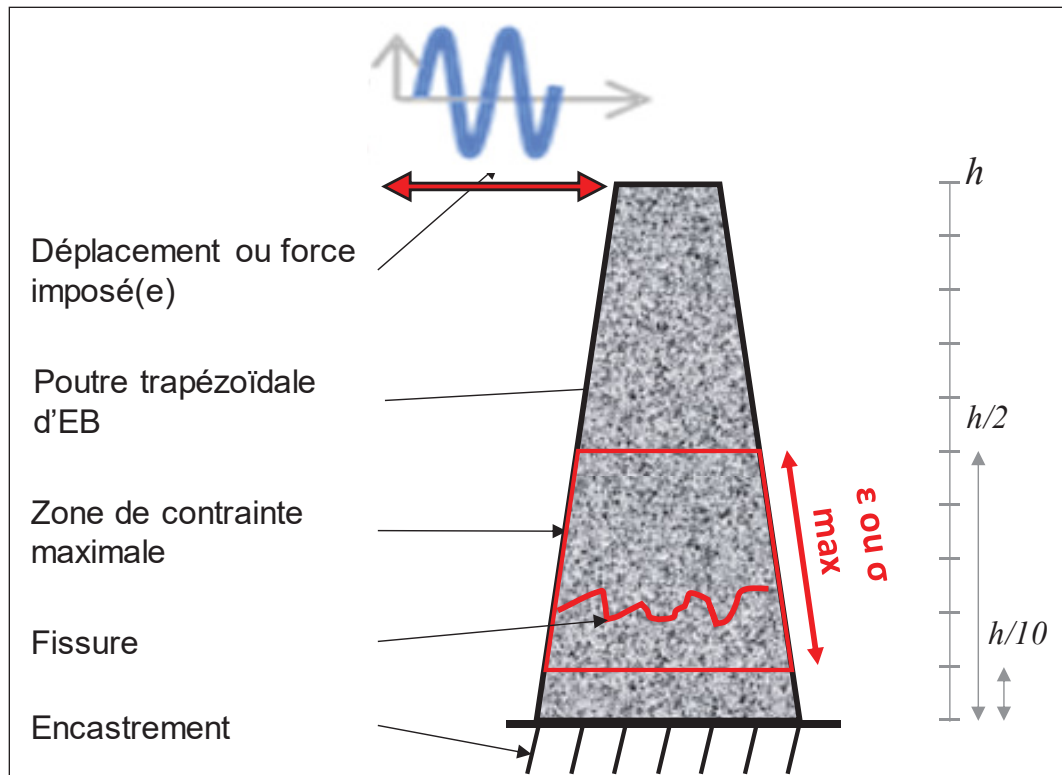


Figure 2.10 Représentation schématique de l'éprouvette trapézoïdale dans l'essai de flexion 2 points (2PB)

2.6.2.2 Flexion 3 points 3PB

L'éprouvette est une poutre prismatique reposant sur deux appuis simples (Figure 2.11). La sollicitation est appliquée au centre de la poutre, soit en mode de force, soit en mode de déplacement imposé. Le moment de flexion est nul à la verticale des appuis et varie linéairement pour atteindre sa valeur maximale au centre de l'éprouvette. Le plan de rupture est généralement localisé à ce même point, ou très proche de celui-ci. Cette disposition génère une contrainte maximale au centre, ce qui permet de reproduire les conditions de contrainte et de déformation rencontrées dans la chaussée sous l'effet du passage des véhicules (Myre, 1992).

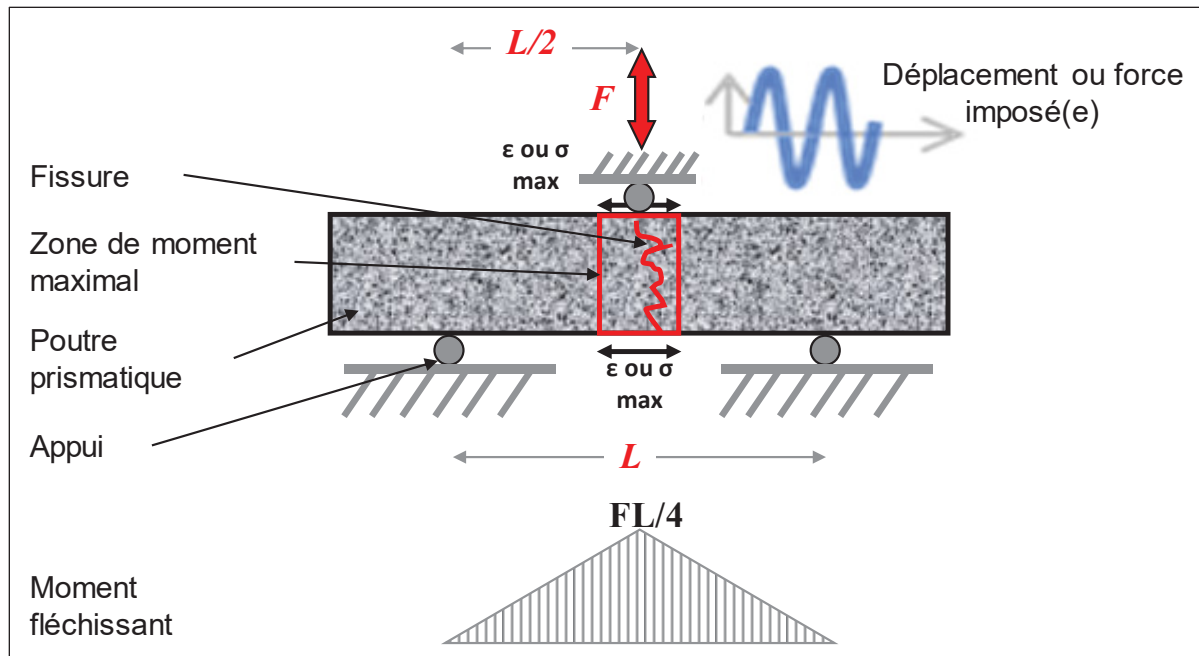


Figure 2.11 Schématisation de l'éprouvette et de la sollicitation dans l'essai de flexion 3 points

2.6.2.3 Flexion 4 points 4PB

Cet essai de fatigue, normalisé en Europe selon la norme NF EN 12697-24 (2018), est l'un des principaux essais employés, notamment aux États-Unis dans le cadre des travaux du SHRP (Tayebali et al., 1992), en Europe (A. Pronk, 1995) et en Chine (Cheng, Liu, Sun, Liu, & Zhang, 2020; Zou, Ding, Peng, & Li, 2020). Il sert à caractériser le comportement en fatigue des mélanges bitumineux.

L'éprouvette, de forme prismatique, est soumise à une flexion répétée (voir Figure 2.12). Celle-ci est induite en appliquant une charge sur deux points internes (brides intérieures) dans la direction verticale, perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre. Les appuis de l'éprouvette se positionnent au niveau des brides extérieures de la poutre, comme illustré sur la figure mentionnée.

L'essai simule les dégradations de la chaussée dues au passage répété des charges de trafic. Les charges cycliques imposent une tension/contraction dans les fibres externes de l'éprouvette. C'est ici que la fissuration commence, avant de se propager vers la zone supérieure, conduisant

finalement à la rupture de l'éprouvette. Ce mode de dégradation se manifeste de manière spécifique dans la zone où le moment de flexion est uniforme, située entre les deux brides internes (Maggiore, 2014).

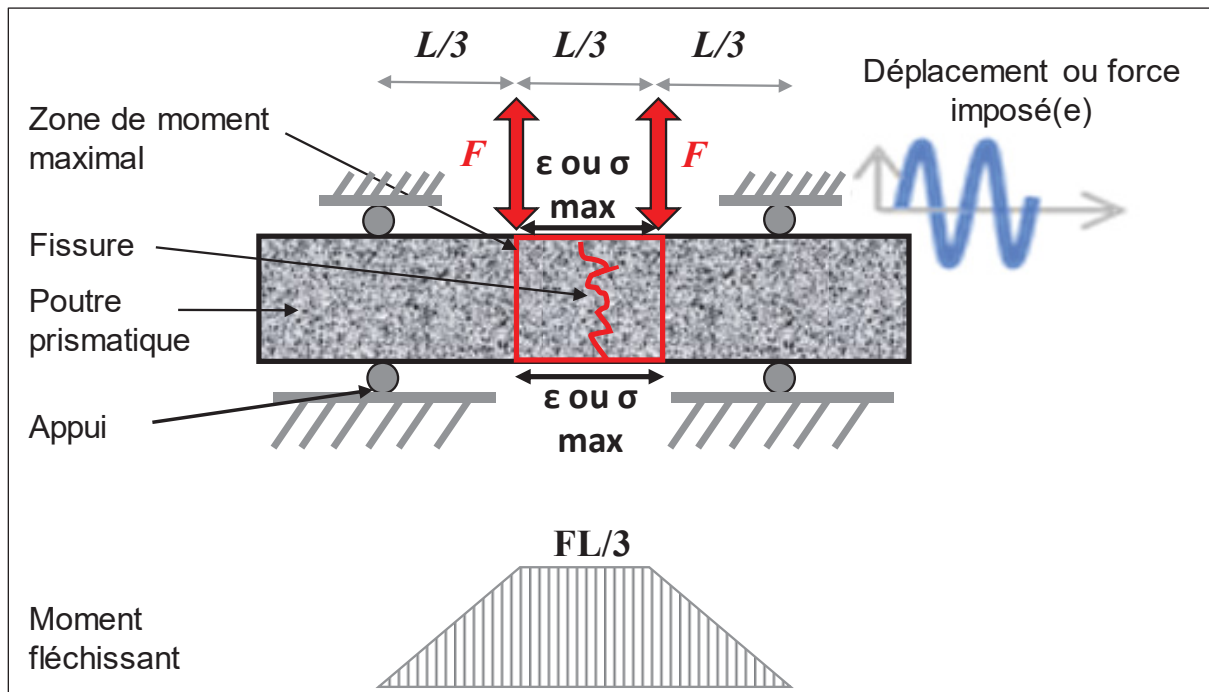


Figure 2.12 Schématisation de l'éprouvette et de la sollicitation dans l'essai de flexion 4 points

2.6.2.4 Évaluation des essais de flexion

Avantages

Selon les recommandations de SHRP (Tayebali et al., 1994), les principaux avantages des essais de flexion simple sont les suivants :

1. Ces méthodes d'essai sont bien connues, largement utilisées et faciles à comprendre ;
2. La technique de base mesure une propriété fondamentale qui peut être utilisée à la fois pour l'évaluation et la conception des enrobés bitumineux ;
3. Les résultats peuvent être utilisés directement (avec un coefficient de calage approprié) dans la conception structurelle des chaussées pour estimer la propension à la fissuration

4. Les résultats des essais en mode de force contrôlée peuvent être utilisés pour la conception de chaussées bitumineuses épaisses, tandis que les résultats des essais en mode de déplacement contrôlée peuvent être utilisés pour la conception de chaussées bitumineuses minces ;
5. Dans le cas d'un essai de flexion 3-points, la rupture de l'éprouvette est initiée dans une région où la contrainte est relativement uniforme. Cette caractéristique permet de réduire le coefficient de variation des résultats d'essai, ce qui nécessite moins d'éprouvettes.

Limitations

Les principales limites des essais de flexion selon les recommandations du SHRP sont les suivantes :

1. La validation des résultats de laboratoire par comparaison avec les performances de la chaussée in situ est difficile en raison de la nécessité d'un facteur de calage ;
2. La méthode est coûteuse, prend du temps et nécessite un équipement spécialisé ;
3. La charge au point central ne permet pas d'initier la rupture dans une région relativement uniforme de la contrainte de traction ;
4. L'état de contrainte est essentiellement uniaxial, contrairement à ce qui se passe dans la structure de la chaussée.

2.6.2.5 Essais traction-compression TC

L'essai de traction-compression (TC) consiste à soumettre une éprouvette cylindrique ou prismatique à des sollicitations axiales de type traction compression alternée (Figure 2.13). Pour éviter les effets de bord et améliorer l'essai, l'éprouvette peut être amincie au milieu (Hassan Baaj, 2002a). L'essai est homogène dans la partie centrale de l'éprouvette (Di Benedetto, Partl, Francken, & Roche Saint André, 2001). Il peut être réalisé en déformation ou en contrainte contrôlée. En fonction de la sollicitation appliquée, l'essai peut se réaliser sous chargements de fatigue uni-axiaux en traction directe (Soltani, Solaimanian, & Anderson, 2006; Zeiada, Kaloush, Underwood, & Mamlouk, 2016; Zeiada, Souliman, Kaloush, &

Mamlouk, 2014) ou en traction-compression (Cardona, Pouget, Benedetto, & Olard, 2015; Mounier, Benedetto, Sauzéat, & Bilodeau, 2016). Le module de rigidité, le coefficient de Poisson, le fluage et d'autres caractéristiques mécaniques peuvent être tirées de l'expérience.

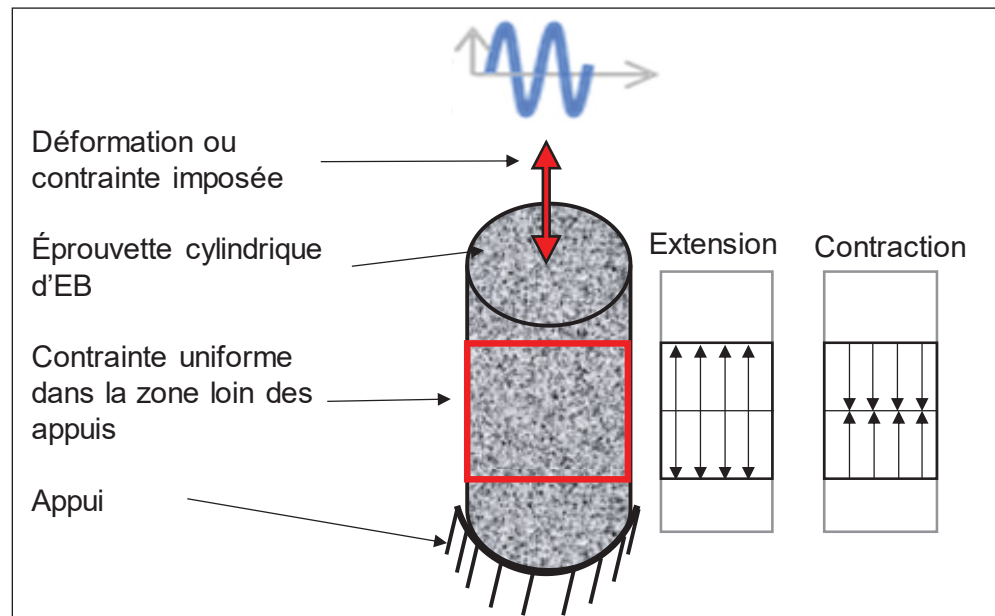


Figure 2.13 Schématisation de l'éprouvette et de la sollicitation dans l'essai de traction-compression

Évaluation de l'essai de traction-compression

Voici quelques-uns des avantages des essais TC :

1. Il est possible de simuler l'impulsion de charge observée sur le terrain (compression/tension/compression) ;
2. Les résultats peuvent être utilisés pour évaluer les effets du type de mélange et, avec des facteurs de corrélation sur le terrain, pour concevoir des chaussées afin de contrôler la fissuration par fatigue.

Les inconvénients sont les suivants :

1. L'essai ne représente pas bien les conditions de terrain, à l'exception de la forme de l'impulsion de chargement ;

2. Par rapport aux essais de traction directe, les essais de contrainte inversée prennent plus de temps, sont plus coûteux et nécessitent un équipement plus spécialisé.

2.6.2.6 Types et modes de sollicitation

En laboratoire, les sollicitations sont usuellement de type cyclique, sinusoïdal ou haversine. Ces sollicitations sont imposées en continu ou avec temps de repos. Dans un souci de simplification et de maîtrise d'essai, la plupart des essais de laboratoire sont réalisés avec des sollicitations sinusoïdales avec ou sans temps de repos. Cela constitue un compromis entre simplicité d'application, d'exploitation et de reproductibilité de la réalité (Di Benedetto & Corté, 2005).

De plus, les sollicitations imposées peuvent être contrôlées suivants deux modes, soient : en force (ou de contrainte pour un essai homogène) ou en déplacement (ou en déformation pour un essai homogène). Également, les déformations et les contraintes imposées peuvent être ou ne pas être centrées sur la valeur nulle.

2.6.2.7 Conditions d'essai

Le phénomène de fatigue est reconnu comme le principal mode de dégradation des chaussées bitumineuses à température modérée (Bahia & Anderson, 1995; Lamothe, 2014; Perraton, Di Benedetto, Carter, & Proteau, 2019a). Ainsi, les essais de fatigue en laboratoire sont généralement effectués dans une plage de température comprise entre 0 à +20°C (Lamothe, 2014). En Europe, la température standard pour ces essais est fixée à +10°C tandis qu'aux États-Unis, cette température est de 20°C. Les fréquences utilisées pour ces tests sont comprises entre 10 et 40Hz. Il convient toutefois de noter que ces paramètres sont davantage un compromis dicté par les contraintes de l'équipement et la durée souhaitée de l'essai, plutôt qu'une reproduction fidèle des conditions variables auxquelles les chaussées sont soumises, compte tenu des variations de profondeur et de température des différentes couches (Di Benedetto & Corté, 2005).

2.6.3 Phénomène de la fatigue

La fatigue des enrobés est définie comme le processus d'endommagement progressif résultant de la répétition des charges de trafic (Pellinen, Christensen, Rowe, & Sharrock, 2004). En laboratoire, la fatigue d'un enrobé bitumineux résulte de la répétition d'un nombre suffisant de cycles de sollicitation (supérieure à 10^4 cycles) ayant une amplitude inférieure à celle causant la rupture instantanée de l'enrobé (Ashayer Soltani, 1998b). La durée de vie en fatigue est définie comme le nombre de cycles de sollicitation aboutissant au critère de fatigue. Le cas ultime de ce critère est la rupture de l'éprouvette (Hassan Baaj, 2002a).

La caractérisation du comportement en fatigue d'un enrobé bitumineux est la pierre angulaire pour le dimensionnement de chaussée (Perraton et al., 2019a; G. M. Rowe & Bouldin, 2000). La caractérisation de la fatigue se fait à l'aide d'essais au laboratoire qui consistent à soumettre un échantillon du matériau étudié à des sollicitations répétées et à déterminer le nombre de cycles, appelé durée de vie, conduisant à la rupture de l'éprouvette (Hassan Baaj, 2002a).

Les premières études en laboratoire sur la fatigue ont été effectuées par Albert (Albert, 1837) sur des chaînes métalliques, mais c'est Wöhler (Poncelet, 1839) qui a utilisé le mot "fatigue" pour la première fois. Des décennies plus tard, August Wöhler (1870) a étudié la relation entre l'amplitude des contraintes appliquées et le nombre de cycles à la rupture des métaux. Il a observé que lorsqu'un matériau est soumis à une charge cyclique, le nombre de cycles jusqu'à rupture (également appelé "durée de vie en fatigue") diminue lorsque l'amplitude de contrainte augmente. La même observation est valable pour plusieurs autres matériaux, incluant les matériaux bitumineux. La courbe de Wöhler est toujours utilisée et acceptée comme norme pour les essais de fatigue effectués en mode de contrôle de déformation ou de contrainte (Qabur, 2018).

2.6.4 L'endommagement par fatigue

À l'échelle du matériau, l'endommagement due à la fatigue débute par l'apparition de microfissurations réparties de manière homogène au sein du matériau. Ces microfissures se propagent progressivement au sein du matériau au fur et à mesure qu'il est sollicité et causent

ainsi une perte de raideur. Cette étape est appelée « phase d'initiation des fissures de fatigue » (Hassan Baaj, 2002a; Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004; Perraton, Touhara, Benedetto, & Carter, 2015). Par la suite, à partir de la coalescence de microfissures, une « macro-fissure » apparaît et se propage dans le matériau. C'est la « phase de propagation des fissures de fatigue ». La coalescence apparaît à une certaine valeur de microfissuration (ou niveau de dommage, ou niveau de fatigue) (Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004).

L'étude de l'endommagement par fatigue d'un enrobé bitumineux est possible en mesurant l'évolution de certaines de ses propriétés intrinsèques comme le module de rigidité E^* ou l'angle de déphasage ϕ_E . La voie priorisée au niveau académique est industrielle est l'évolution de la norme de E^* en fonction du nombre de cycles de sollicitation. La Figure 2.14 présente l'allure générale de cette courbe.

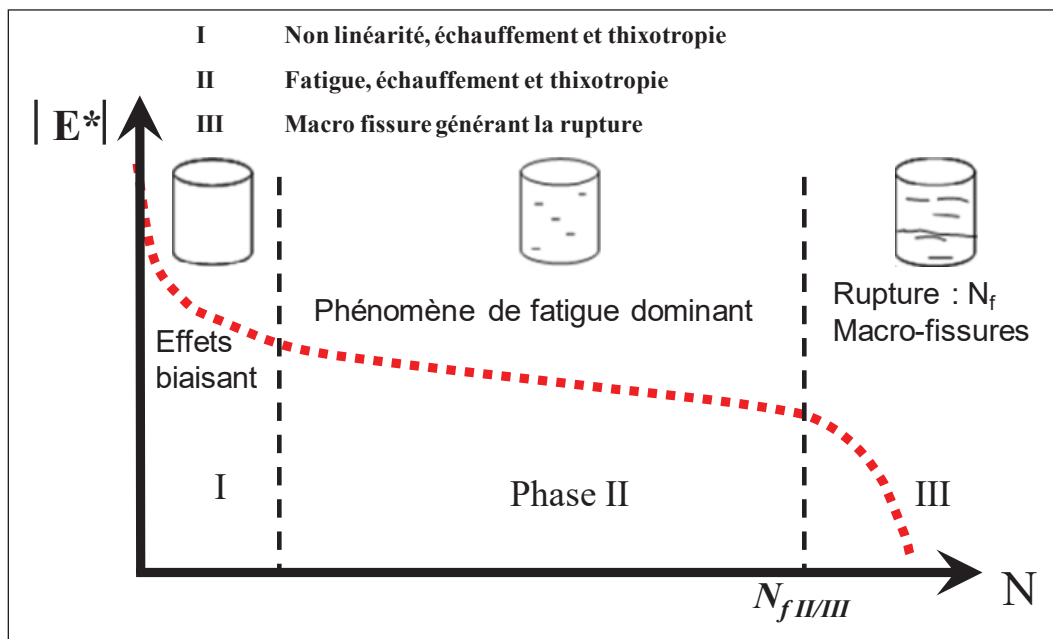


Figure 2.14 Évolution de la rigidité de l'éprouvette suivant trois phases lors d'un essai de fatigue

Il est possible de distinguer d'après la Figure 2.14 trois phases d'évolution de la raideur du matériau bitumineux en fonction du nombre de cycles de sollicitation (Baaj, 2002a; Benaboud

et al., 2021a; Di Benedetto et al., 2011a; Diakhate, Larcher, Takarli, Angellier, & Petit, 2012; Moreno-Navarro & Rubio-Gámez, 2016; Mounier et al., 2016; Riahi et al., 2017), à savoir :

- La première phase (I) (phase d'adaptation) est caractérisée par une chute rapide de la valeur du module (Touhara, 2012). Cette chute est liée en grande partie à la non linéarité, l'échauffement et la thixotropie dans le matériau (Botella et al., 2017; La Roche, 1996; Di Benedetto et al., 2011a; Riahi et al., 2017). Ces phénomènes, appelés « effets biaisant », sont des effets parasites dans un essai de fatigue et sont généralement réversibles après l'arrêt de l'essai de fatigue (Coulon, Koval, Chazallon, & Roux, 2021; Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004; Pérez-Jiménez, Botella, & Miró, 2012; Shan, Tan, Underwood, & Kim, 2011);
- La deuxième phase (II) est marquée par une décroissance quasi linéaire de la raideur de l'éprouvette en fonction des cycles de sollicitation (phase quasi stationnaire). L'endommagement par fatigue est produit principalement dans cette phase. Les effets biaisant (thixotropie et échauffement) doivent aussi être considérés bien que leur influence soit faible (Hassan Baaj, 2002a; Benaboud et al., 2021a; Castro & Sánchez, 2006) ;
- La troisième phase (III) présente une chute rapide du module du matériau (Lamothe, 2014). L'apparition et la propagation de macro fissures est prépondérante lors de cette phase et le matériau ne peut plus être considéré comme continu. Dès lors, le recours à la mécanique des milieux continus (MMC) n'est plus possible (Perraton, Touhara, Benedetto, & Carter, 2015; Touhara, 2012). La phase III se termine généralement par la rupture de l'éprouvette à condition que la contrainte ou la déformation imposée soient suffisantes.

2.6.5 Critères de rupture en fatigue

Le critère de rupture est une métrique utilisée pour évaluer la capacité d'un matériau à résister aux sollicitations répétitives avant d'atteindre la rupture. Cette métrique, présentée en termes de nombre de cycles ou de temps, constitue la durée de vie en fatigue de l'éprouvette testée.

Pour les enrobés bitumineux, ce critère revêt une importance particulière dans le processus de dimensionnement de chaussées (Perraton et al., 2019).

Dans la littérature, il existe diverses opinions sur la manière d'identifier le point de rupture (N_f) dû à l'endommagement par fatigue. En effet, selon la procédure expérimentale de l'essai de fatigue, N_f peut être déterminé par une variété de méthodes. (Tapsoba et al., 2013) ont classés ces méthodes en quatre catégories :

- les critères basés sur une diminution du module dynamique (raideur de l'éprouvette) ;
- les critères d'évolution d'angle de phase ;
- les critères d'homogénéité de l'échantillon (Pour l'essai TC) ;
- les critères d'énergie dissipée.

Nous exposons dans la suite ces différentes méthodes, en particulier ceux utilisés dans le cadre de cette thèse.

2.6.5.1 Les critères basés sur l'évolution du module dynamique

La définition la plus courante et la plus utilisée du critère de rupture est la réduction de 50% de la rigidité initiale $N_{f50\%}$ (A. C. Pronk & Hopman, 1991; Tayebali et al., 1994), qui considère que la rupture du matériau est effective lorsque l'éprouvette a perdu la moitié de sa rigidité initiale. En terme de mode de sollicitation, lors d'un essai à force imposée (déplacement imposé), le critère est rencontré quand on obtient un déplacement (force) correspondant au double (moitié) du déplacement initial (force initiale) (Maï Lan Nguyen, 2009; Tapsoba, 2012). Le critère $N_{f50\%}$ est adoptée par AASHTO dans la norme provisoire TP8-94 (2002) et AASHTO T 321 et par la norme NF EN 12697-24 pour définir la durée de vie en fatigue. La Figure 2.15 illustre le principe de détermination de la durée de vie N_f .

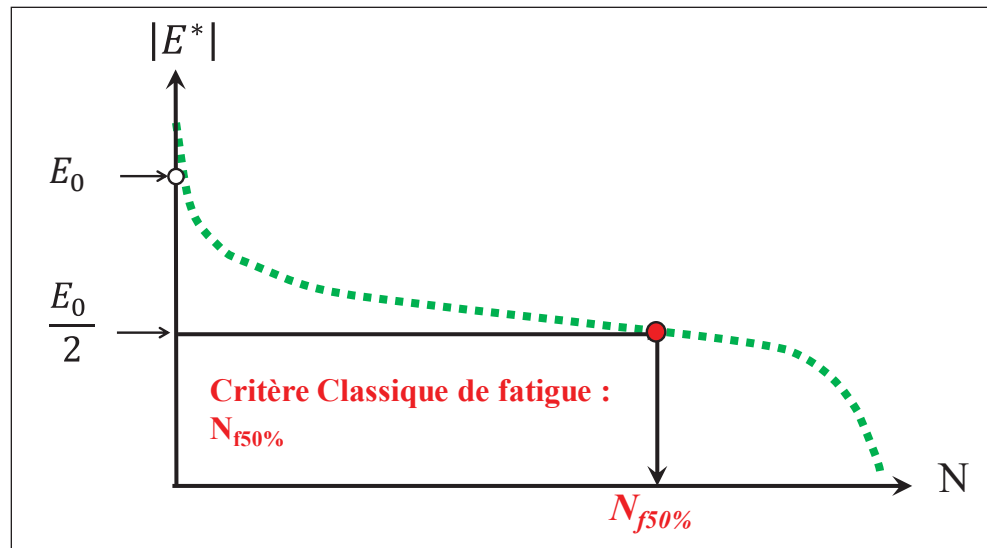


Figure 2.15 Critère de rupture classique $N_{f50\%}$

L'utilisation de ce critère a fait sujet de plusieurs critiques par des chercheurs soulevant que, l'aspect arbitraire de la diminution de 50% de la raideur ne prend pas en compte les effets biaisants (Di Benedetto et al., 1996; M. M. Boussabnia et al., 2021; Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004; Y.-R. Kim, Little, & Lytton, 2003; Y. Richard Kim, Lee, & Little, 1997; Mangiafico, Sauzéat, et al., 2015; Tapsoba et al., 2013b). En effet, les phénomènes dissipatifs associés à cette perte de rigidité ne sont pas clairement séparés, et le modèle actuel ne permet pas d'isoler les causes spécifiques de cette dégradation, qu'il s'agisse de l'endommagement, de la non-linéarité, de l'auto-échauffement, ou de la thixotropie (Shen & Carpenter, 2006). De surcroît, d'autres auteurs pointent le caractère phénoménologique de $N_{f50\%}$, qui ne se base sur aucun principe physique vérifié (Khiavi & Ameri, 2013; Omrani, Tanakizadeh, Ghanizadeh, & Fakhri, 2017; Perraton, Touhara, Benedetto, & Carter, 2015).

Outre le critère $N_{f50\%}$, la littérature mentionne d'autres critères de rupture référant à l'évolution de la rigidité au cours des essais de fatigue. Ces critères visent principalement à dépasser la nature arbitraire du $N_{f50\%}$ en se basant sur l'endommagement par fatigue dans la phase II. Parmi ces critères, on note celui qui identifie le point de transition entre la phase II et la phase III lors d'un essai de fatigue (Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004; Perraton, Touhara, Benedetto, & Carter, 2015; Tapsoba et al., 2013b). La durée de vie associée à ce critère, annotée N_{fE^*-N} ,

représente le nombre de cycles au terme duquel la réduction quasi-linéaire du module observé durant la phase II s'achève, juste avant la transition vers la phase III (cf. Figure 2.16). Il est à noter que ce critère a été privilégié dans le cadre de la présente thèse.

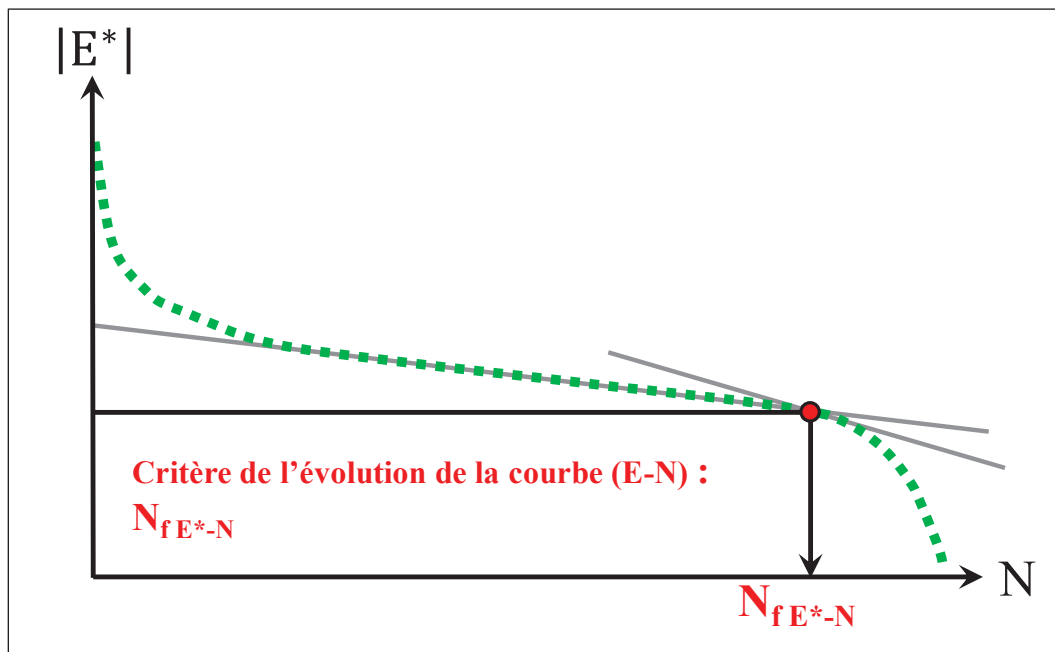


Figure 2.16 Critère de rupture de fin de la phase II

2.6.5.2 Les critères basés sur l'évolution de de l'angle de phase

Plusieurs critères s'appuient sur l'évolution de l'angle de phase pendant un essai de fatigue pour estimer la durée de vie. (Y.-R. Kim et al., 2003) a introduit un critère, désigné par "SIP: Second Inflexion Point", qui identifie le nombre de cycles correspondant au pic de l'angle de phase pendant l'essai de fatigue. Cette caractéristique est interprétée comme un indicateur du changement dans le comportement mécanique du matériau, probablement lié à l'accumulation de microfissures. (Mangiafico, 2014) a noté que ce critère coïncide bien avec la transition entre les phases II et III de la fatigue.

De manière similaire, (Baaj, 2002) s'est servi de l'évolution de l'angle de phase pour déterminer le nombre de cycles marquant la transition de la phase II à la phase III (cf. Figure 2.17). L'avantage de cette méthode est que la durée de vie n'est pas biaisée par la phase de rupture ou

par d'autres phénomènes autre que fatigue survenant pendant cette phase (Hassan Baaj, 2002a; Tapsoba et al., 2013b). Ainsi, **le critère de rupture est caractérisé par la fin de la section quasi-linéaire de la courbe illustrant l'évolution de l'angle de phase en fonction du nombre de cycles**. Ce critère a été adopté pour les travaux présentés dans cette thèse.

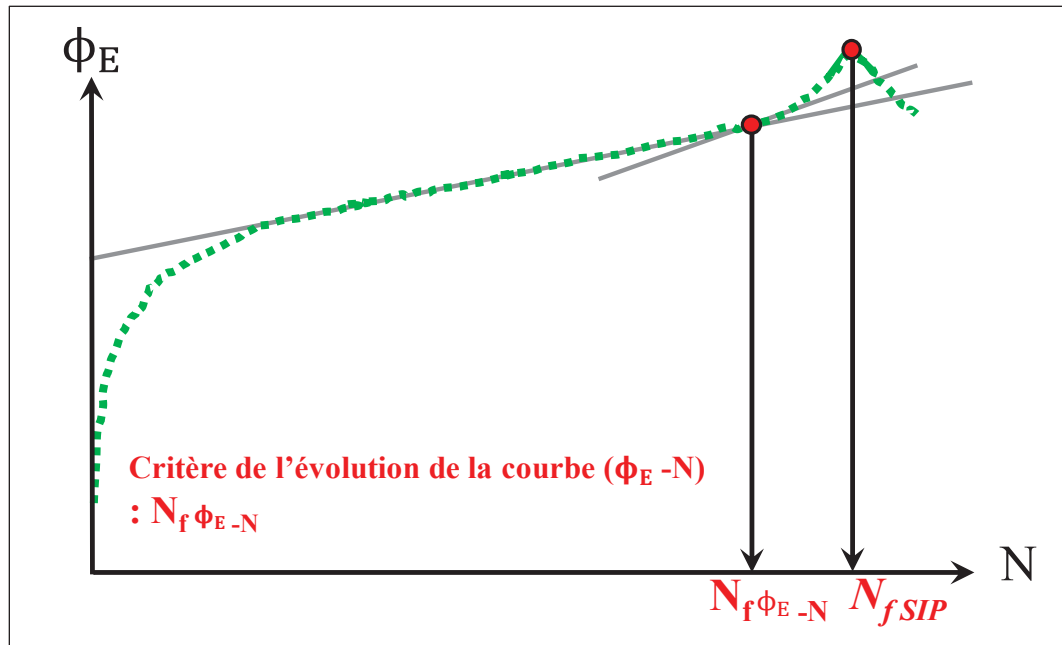


Figure 2.17 Exemple de détermination des critères de rupture à partir de la courbe ϕ_E -N

2.6.5.3 Critère basé sur l'évolution du module dynamique en fonction de l'angle de phase

Di Benedetto et al., (2004) ont mis en évidence la possibilité d'utiliser l'espace de Black ou l'évolution de la courbe reliant le module dynamique à l'angle de phase pour identifier le point de transition entre les phases II et III de la fatigue. Cette durée de vie en fatigue, désignée par $N_{fE^*-\phi_E}$, **représente la fin de la section quasi-linéaire de la courbe tracée dans l'espace de Black**, comme le montre la Figure 2.18. En adoptant ce critère, il a été possible de précisément déterminer la transition entre les phases II et III, en particulier quand cela était difficile par le biais de d'autres représentation graphique des essais de fatigue. Cette approche a également contribué à minimiser les disparités observées dans les durées de vie issues de différents tests

de fatigue (Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004). Ce critère a également été adopté dans le cadre de cette thèse.

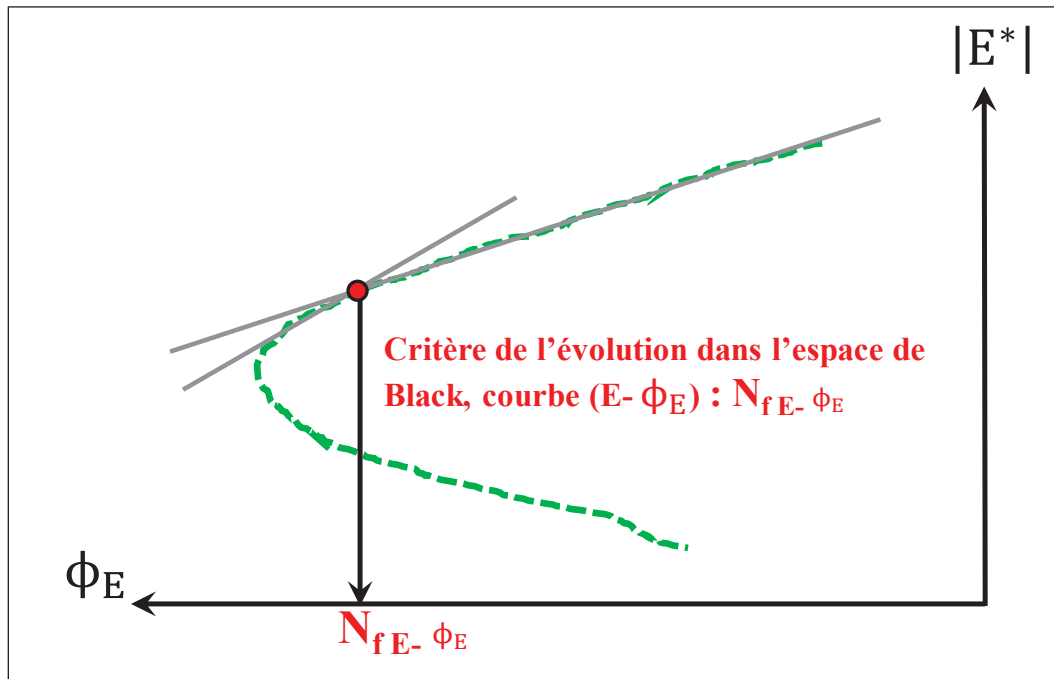


Figure 2.18 Critère de rupture dans l'espace de Black

2.6.5.4 Critère basé sur la variation des amplitudes de déformation axiale

Les critères de rupture définis préalablement se basent sur des propriétés obtenues à partir de la moyenne globale des mesures prises de l'éprouvette testée. Néanmoins, une approche dite « locale » peut être employée pour discerner le point de transition entre les phases II et III. Cette méthode, développée pour les essais de fatigue en traction/compression réalisés sur des éprouvettes cylindriques, se focalise sur l'évolution des mesures individuelles des instruments de mesures (généralement trois capteurs placés à équidistance autour de l'éprouvette) par rapport à la moyenne globale. En effet, ce type d'essai nécessite l'utilisation de trois extensomètres positionnés à 120° les uns des autres.

Dans sa thèse, (Baaj, 2002) s'est penché sur les variations entre les amplitudes de déformation mesurées par chaque extensomètre et la déformation moyenne de l'éprouvette. Loin d'être

constants, ces écarts tendent à augmenter au fil de l'essai. Cette tendance s'explique par l'hypothèse selon laquelle, l'uniformité du champ de déformation au sein de l'éprouvette est perturbée par la propagation des microfissures jusqu'au moment de la transition entre les phases II et III (Mangiafico, 2014; Tapsoba et al., 2013b). Ainsi, la durée de vie est définie comme étant le nombre de cycles requis pour enregistrer un écart dépassant 25% de la déformation moyenne en valeur absolue. La même logique est appliquée à l'analyse de l'angle de phase. Si l'écart relatif entre l'angle de phase mesuré par chaque extensomètre et la moyenne globale excède 5° , le critère est atteint. Cette méthode est schématisée dans la Figure 2.19.

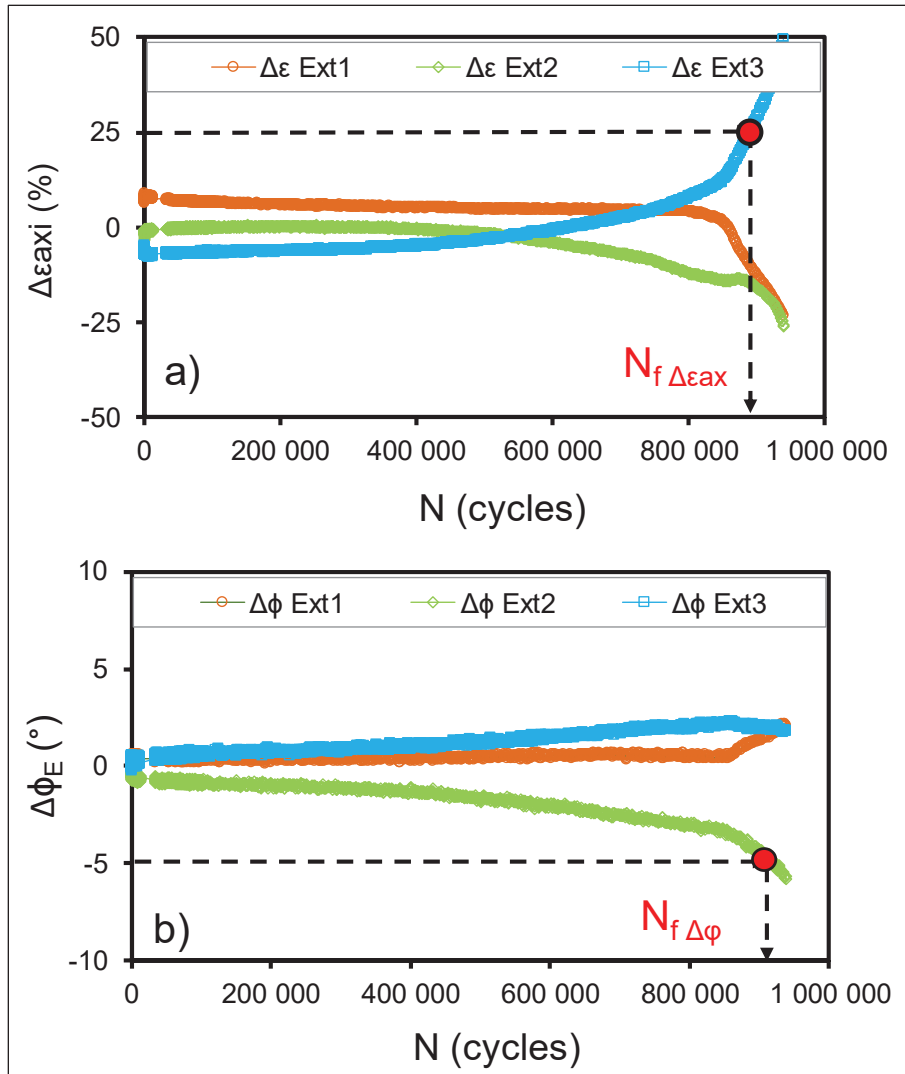


Figure 2.19 Évolution des écarts moyens de déformations mesurées par les trois extensomètres pendant un essai de fatigue sur enrobé en mode déformation imposée : a) évolution de la déformation ; b) évolution de l'angle de phase

2.6.5.5 Critères basés sur les approches énergétiques

La littérature regorge de divers critères basés sur l'évolution de l'énergie dissipée au cours de l'essai, tous cherchant à isoler des points caractéristiques signifiant la rupture de l'éprouvette. Il est crucial de noter que la pertinence de ces critères est intimement liée au mode de control de l'essai, ce qui peut influencer leur applicabilité et leur précision (Benaboud et al., 2021a).

Dans la suite, nous explorerons les approches énergétiques adoptées pour évaluer la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux.

- DER « Dissipated Energy Ratio »

Le critère du rapport de l'énergie dissipée, comme on le traduit en français, a été introduit par Pronk et Hopman (A. Pronk & Hopman, 1990) qui postulaient l'existence d'une distinction entre l'énergie mobilisée pour initier des microfissures et celle consacrée à leur propagation (A. Pronk, 1999). Selon (A. Pronk & Hopman, 1990), une fluctuation nette du DER est indicative de la formation de macro-fissures au sein de l'échantillon. Mathématiquement, le DER est exprimé comme suit :

$$DER = \frac{\sum_{i=1}^N W_i}{W_N} \quad (2.21)$$

Où N est le nombre de cycle de chargement, W_N est la dissipation au cycle N et W_i est l'énergie dissipée au cycle calculée par :

$$W_i = \pi \varepsilon_i \sigma_i \sin(\varphi_i) \quad (2.22)$$

Où ε_i , σ_i et φ_i sont respectivement, l'amplitude de déformation, l'amplitude de la contrainte et l'angle de phase du cycle i.

En fonction du mode de sollicitation, le DER affiche deux profils d'évolution distincts. Dans les essais pilotés en déformation, le DER croît rapidement, suivant une tendance linéaire qui définit la première phase. Lorsqu'un certain nombre de cycles est atteint, une inflexion est observée, introduisant une phase de rupture avec une croissance plus abrupte. Le point de rupture est identifié à l'intersection des tangentes tracées sur ces deux phases (parfois appelé CDER pour Cumulatif Dissipated Energy Ratio) (Khiavi & Ameri, 2013; Maggiore, 2014; Tapsoba, 2012).

Lors d'essais à contrainte imposée, le RED s'accroît pour atteindre un pic avant de décroître. La rupture est supposée survenir au nombre de cycles correspondant au maximum du RED (Hassan Baaj, 2002a).

- RDEC « Ratio of Dissipated Energy Change »

L'énergie dissipée, étant influencée par l'historique des sollicitations subies par le matériau, subit des modifications lorsqu'il y a accumulation d'endommagements. Pour cette raison, plusieurs chercheurs, tels que (Carpenter, Ghuzlan, & Shen, 2003; Ghuzlan & Carpenter, 2000; Shen, Airey, Carpenter, & Huang, 2006), ont introduit le concept de Ratio de Variation de l'Énergie Dissipée (RDEC). Ceux-ci avancent que le RDEC est un indicateur d'endommagement pertinent, car il permet d'isoler et d'exclure les énergies dissipées résultant du travail mécanique ou de la dissipation thermique (Maggiore et al., 2012). De ce fait, il est reconnu comme un paramètre efficace pour caractériser le phénomène de fatigue dans les matériaux bitumineux. Sa formule de calcul est donnée par :

$$RDEC = \frac{W_{N+1} - W_N}{W_N} \quad (2.23)$$

Où W_{N+1} et W_N sont respectivement les énergies dissipées au cycles $N+1$ et N .

La courbe représentant l'évolution du RDEC en fonction du nombre de cycles présente trois phases distinctes, formant une allure en « U » dominée par un long plateau horizontal. La durée de vie, désignée par N_{fPV} , est déterminée par le nombre de cycles auquel le RDEC s'accroît brusquement, se détachant ainsi du plateau. Il a été démontré que ce critère entretient une corrélation étroite avec le critère conventionnel $N_{f50\%}$ et traduit fidèlement la rupture effective du matériau (Abojaradeh, 2003).

Toutefois, la pertinence de ces critères de rupture est de plus en plus mise en doute dans la littérature. En effet, l'énergie dissipée telle que calculée ne différencie pas l'énergie liée à la viscoélasticité de celle associée à la dissipation par endommagement (Bodin, 2002b; Maggiore, 2014; Planche et al., 1996). C'est pour cette raison que l'adoption de ces critères énergétiques est de plus en plus contestée (Lefevre, 2001; Shen et al., 2006).

2.6.6 Méthodes d'analyse d'un essai de fatigue

Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature afin d'étudier les résultats d'un essai de fatigue. Ces méthodes sont généralement basées sur la méthode de Wöhler, sur une approche énergétique, sur l'endommagement ou en appliquant les théorèmes de la mécanique linéaire de rupture (Bodin, 2002).

2.6.6.1 Méthode de Wöhler

Comme mentionné précédemment, les premiers essais de fatigue sur métaux ont été réalisés par Wöhler en 1852 (Ashayer Soltani, 1998; Hassan Baaj, 2002; Lefeuvre, 2001). Wöhler, ayant observé que la durée de vie en fatigue est inversement proportionnelle à l'amplitude de la contrainte (August Wöhler, 1870), suggéra une modélisation linéaire de cette relation. Cette approche fut ensuite adaptée à d'autres disciplines pour étudier le comportement en fatigue de matériaux tels que le béton (Fatemi & Yang, 1998) et les matériaux routiers (Tayebali et al., 1992). Bien que phénoménologique, puisqu'elle repose sur des observations expérimentales sans fondement physique prouvé (Hamed, 2010; Maggiore, 2014), la méthode de Wöhler reste largement utilisée mondialement dans la plupart des méthodes de dimensionnement M-E (Hervé Di Benedetto, Daniel Perraton, Sébastien Lamothe, & M. M. Boussabnia, 2023).

Appliquée aux enrobés bitumineux, la méthode de Wöhler consiste à représenter, sur une échelle logarithmique ou semi-logarithmique, la relation entre l'amplitude de la contrainte ou de la déformation et la durée de vie en fatigue. Cette représentation est communément appelée loi de fatigue ou loi de Wöhler, ou encore droite de fatigue. La Figure 2.20 donne un exemple d'une telle courbe.

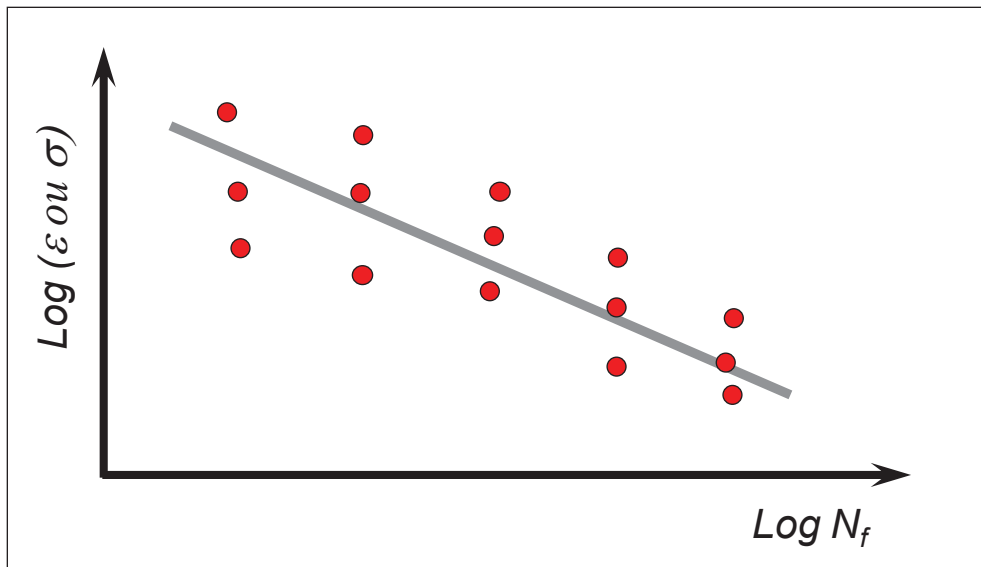


Figure 2.20 Droite de fatigue ou Droite de Wöhler

Monismith et al., (1966) ont développé pour les enrobés bitumineux une des premières équations de cette droite, basée sur des essais de fatigue en flexion. Le modèle est représenté par :

$$N_f = A \left(\frac{1}{\varepsilon_0} \right)^B \quad (2.24)$$

Avec

ε_0 : la déformation imposée

N_f : la durée de vie en fatigue

A, B : les constantes de l'équation.

Les variables les plus importantes de la loi de fatigue sont l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite de fatigue, A et B, respectivement. Les coefficients de fatigue A et B sont déterminés expérimentalement et sont utilisés dans les procédures de conception mécaniste pour tenir compte de la fatigue de l'enrobé. Par ailleurs, certains chercheurs ont trouvé que les paramètres A et B dépendent des caractéristiques du matériau (Li, 2013). En l'occurrence, Finn et Monismith ont proposé une formule plus générale pour la durée de vie en fatigue en fonction de la déformation maximale en traction et de la rigidité initiale de l'enrobé (Finn et al., 1977; Monismith, Epps, & Finn, 1985):

$$N_f = A \left(\frac{1}{\varepsilon_0} \right)^B \left(\frac{1}{E_0} \right)^C \quad (2.25)$$

Avec N_f la durée de vie en fatigue ; ε_0 : la déformation imposée ; E_0 la rigidité du matériau ; A, B et C des constantes de l'équation.

Cette équation, qui intègre l'effet de la température sur la courbe de fatigue par le terme $\left(\frac{1}{E_0} \right)^C$, a été utilisée comme fondement pour le modèle développé par la Shell (Shell International Petroleum Company, 1978), ainsi que pour celui de l'Asphalt Institute (Institute, 1969). Ces modèles ont généralisé la courbe de fatigue en y ajoutant des coefficients spécifiques destinés à prendre en compte la susceptibilité à la fissuration, le type d'enrobé, et l'épaisseur de la couche bitumineuse. Cette approche permet d'ajuster la courbe de fatigue pour refléter plus fidèlement les conditions variables auxquelles sont soumises les chaussées bitumineuses.

2.6.6.2 Approche énergétique

L'approche énergétique pour l'analyse des résultats de fatigue stipule qu'il existe une relation entre la durée de vie en fatigue et l'énergie dissipée (Bodin, 2002b). Lors d'une sollicitation sinusoïdale d'un essai de fatigue, l'énergie dissipée W_i au cycle i est donnée par la relation :

$$W_i = \pi \varepsilon_i \sigma_i \sin(\varphi_i) \quad (2.26)$$

Où ε_i , σ_i et φ_i sont respectivement, l'amplitude de déformation, l'amplitude de la contrainte et l'angle de phase du cycle i .

La variation de l'énergie dissipée au cours d'un essai de fatigue peut être due à différentes raisons :

- L'augmentation de l'angle de phase qui entraîne une augmentation de la dissipation ;
- Lors des essais en déformation imposée, la contrainte diminue avec l'endommagement du matériau ce qui réduit l'énergie dissipée au cours de l'essai ;

- Lors de essais en contrainte imposée, la déformation augmente avec la dégradation du matériau ce qui augmente l'énergie dissipée au cours de l'essai.

Les premières méthodes d'analyse basées sur le concept de l'énergie dissipée suggèrent qu'il existe une relation entre l'énergie dissipée cumulée W_N lors de l'essai et le nombre de cycles à la rupture N_f de la forme suivante (Van Dijk et al., 1972; Van Dijk & Visser, 1977) :

$$W_N = C N_f^D \text{ avec } W_N = \sum_{i=1}^N W_i \quad (2.27)$$

Où C et D sont des constantes déterminées expérimentalement.

Une autre approche (Hopman, Kunst, & Pronk, 1989; A. Pronk, 1995; G. Rowe, 1993) consiste à utiliser un rapport d'énergie ER (Energy ratio) défini par :

$$ER = \frac{N W_0}{W_N} \quad (2.28)$$

Où N désigne le nombre cycles, W_N l'énergie dissipée au cycle N et W_0 l'énergie dissipée au 1^{er} cycle. La variation de ER est reliée à la fissuration au sein de l'échantillon. Un changement brusque de ce rapport est considéré comme étant représentatif de l'amorce de la macro fissuration. Il est question de fait de déterminer le nombre de cycle de sollicitation à un tel changement de ER (Bodin, 2002b).

L'approche énergétique d'analyse des essais de fatigue est valide dans l'hypothèse que l'intégralité de l'énergie dissipée provient de l'endommagement du matériau. Dans le cas d'un matériau viscoélastique, il existe d'autres effets biaisant, tel que l'échauffement, pouvant causer la dissipation d'énergie, ce qui compromet ainsi l'approche énergétique (La Roche, 1996; D Lesueur & Dekker, 1995). Ce constat a poussé ces auteurs à favoriser une approche basée sur le module du matériau afin de décrire le processus d'endommagement des enrobés bitumineux. Toutefois, il demeure nécessaire de bien isoler les phénomènes intervenant durant l'essai de fatigue.

2.6.6.3 Approche basée sur l'endommagement développée à l'ENTPE

La présente approche, développée à l'ENTPE dans le cadre de la thèse de (Ashayer Soltani, 1998b), propose d'étudier l'évolution de l'endommagement d'un matériau lors d'essais de fatigue effectués en mode traction-compression sur des éprouvettes cylindriques (Ashayer Soltani, 1998b; Baaj, 2002a; Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004). Cette méthodologie permet d'estimer le taux d'endommagement par cycle de chargement, prenant en considération la non-linéarité de l'endommagement en fonction du nombre de cycles. De plus, cette méthode rectifie les perturbations induites par les phénomènes parasites observés au cours des essais.

La méthode ENTPE se focalise sur l'examen de certains intervalles de cycles spécifiques durant la phase II de l'essai de fatigue. Plus précisément, l'analyse se décompose comme suit :

- Intervalle 0 : les cycles de 40 000 à 80 000.
- Intervalle 1 : les cycles de 50 000 à 150 000.
- Intervalle 2 : les cycles de 150 000 à 300 000.

À l'intérieur de chacun de ces intervalles définis, une série de paramètres est extraite à partir des données expérimentales. Ces paramètres sont ensuite utilisés pour estimer le taux d'endommagement par cycle de chargement pour l'intervalle en question.

La Figure 2.21 et la Figure 2.22 montrent les paramètres calculés pour un intervalle i ($i = 0, 1$ ou 2). N_{1i} et N_{2i} représentent le nombre de cycles au début et à la fin de l'intervalle i .

Avec :

- E_0 : Il s'agit du module dynamique initial de l'éprouvette. Ce paramètre est obtenu en extrapolant, de manière linéaire, les valeurs du module observées entre les cycles 50 à 250, jusqu'au cycle initial (cycle 0), comme illustré dans la Figure 2.21.
- E_{00i} : Désigne le module dynamique initial pour l'intervalle i (où i peut prendre les valeurs 0, 1 ou 2), extrapolé jusqu'au premier cycle. Concrètement, il représente l'ordonnée à l'origine de la droite des moindres carrés basée sur les valeurs

expérimentales du module pour l'intervalle spécifié, comme le montre également la Figure 2.21.

- $\epsilon_{i0}, \epsilon_{i1}, \epsilon_{i2}$: amplitudes de la déformation observées dans les intervalles 0, 1 et 2. Pour chaque intervalle, la valeur de la déformation est déterminée en calculant la moyenne des amplitudes observées pendant toute la durée de cet intervalle.
- a_{Ti} : Il s'agit de la pente normalisée associée à l'essai. Plus précisément, c'est la pente de la droite obtenue après linéarisation du module au sein de l'intervalle i (avec $i = 0, 1$ ou 2) dans le cadre de coordonnées $(E/E_{00i}, N)$. Cette linéarisation est également illustrée dans la Figure 2.21.

$$a_{Ti} = \frac{dE/dN}{E_{00i}} \quad (2.29)$$

- W_{00i} : Cet indice fait référence à l'énergie dissipée initiale pour l'intervalle i (où i peut être 0, 1 ou 2), extrapolée au premier cycle de l'essai. Cela correspond à l'ordonnée à l'origine de la droite des moindres carrés basée sur les données expérimentales concernant l'énergie dissipée par cycle de chargement dans l'intervalle spécifié. Cet aspect est illustré dans la Figure 2.22.
- a_{wi} : Il s'agit de la pente normalisée associée à l'énergie dissipée au cours de l'essai. Plus précisément, cette pente est obtenue en linéarisant l'énergie dissipée par cycle de chargement pour l'intervalle i (où $i = 0, 1$ ou 2) en utilisant les axes $(W_d/W_{00i}, N)$. Cette linéarisation est également représentée dans la Figure 2.22.
- a_{Fi} : Désignée comme la "pente de fatigue", cette variable est cruciale pour comprendre le comportement en fatigue du matériau. Elle est déduite suite à la correction de la non-linéarité inhérente à l'endommagement du matériau. Elle est déterminée selon l'équation suivante :

$$a_{Fi} = a_{Ti} + a_{wi} + \frac{C_i(E_0 - E_{00i})}{E_{00i}} \quad (2.30)$$

- C_i est un coefficient de correction de la non-linéarité de l'endommagement.

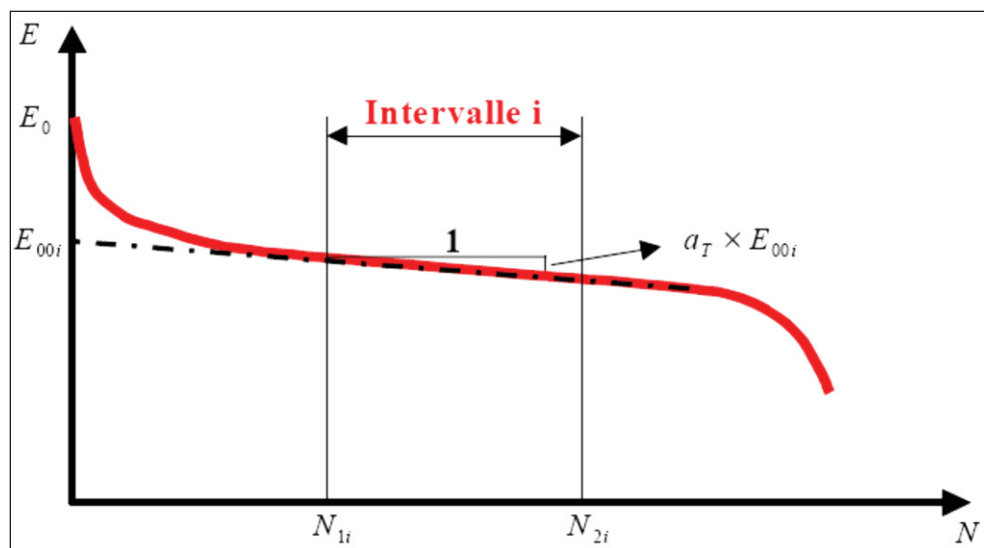


Figure 2.21 Définition des paramètres obtenus de la courbe d'évolution du module en fonction du nombre de cycles

Tirée de Baaj(2002, p.239)

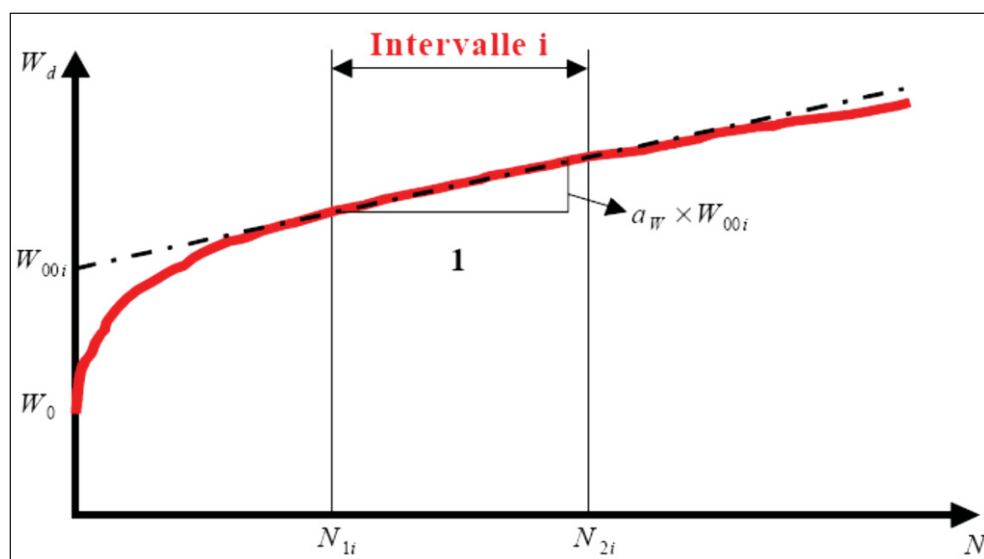


Figure 2.22 Définition des paramètres obtenus de la courbe d'évolution d'énergie dissipée en fonction du nombre de cycles

(L'évolution de l'énergie dissipée représentée est celle d'un essai en contrainte imposée)

Tirée de Baaj (2002, p.239)

Il est essentiel de souligner que la valeur attribuée à chaque coefficient de correction, C_i , n'est pas déterminée par l'essai lui-même, mais est spécifiquement associée à l'intervalle considéré.

Ces coefficients ont été définis comme suit :

- Pour l'intervalle 0 : $C_0=5/4$
- Pour l'intervalle 1 : $C_1=4/3$
- Pour l'intervalle 2 : $C_2=3/2$

La méthode ENTPE a été appliquée par plusieurs chercheurs à des essais de fatigue de type traction-compression sur éprouvette cylindrique (Ashayer Soltani, 1998b; Hassan Baaj, 2002a). Ceci a permis d'établir que le comportement en fatigue des enrobés bitumineux se manifeste indépendamment du mode de sollicitation (Baaj, 2002a; Tapsoba, 2012). Ainsi, il devient envisageable de conduire les essais tant en mode contrainte qu'en déformation, offrant la possibilité d'une comparaison rigoureuse entre les résultats des deux modes (Baaj, 2002a).

2.6.6.4 Approche basée sur la mécanique continue de l'endommagement

La mécanique de l'endommagement introduit le principe de la contrainte effective. Cette contrainte effective symbolise la contrainte véritablement exercée par les zones du matériau restées saines. Il convient cependant de noter que cette contrainte n'est pas directement observable. Réellement, les essais expérimentaux produisent généralement des données concernant une contrainte globale, distribuée sur une section endommagée. Toutefois, en incluant la variable de l'endommagement scalaire isotrope D , la relation entre la contrainte effective et la contrainte globale est donnée par l'équation suivante (Chaboche, 1988; Paas, 1990; Perraton, Baaj, Benedetto, & Paradis, 2003) :

$$\sigma_{eff} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (2.31)$$

La loi de comportement à l'échelle du matériau devient alors :

$$\sigma = (1 - D) \times E \times \varepsilon \quad (2.32)$$

Le scalaire D est une métrique pour quantifier l'évolution de la microstructure d'un matériau. Il prend une valeur de 0 pour un matériau intact et 1 lorsque ce dernier ne peut plus supporter de charge.

L'application du principe de la contrainte effective aux enrobés bitumineux a fait le sujet de plusieurs études. Notamment, on retrouve les travaux de Bodin (Bodin, 2002b; Bodin, Belzung, de La Roche, & Chabot, 2004) qui propose un modèle d'endommagement isotrope non local, inspiré de la loi de Paas (Paas, 1990), se consacrant uniquement aux mécanismes de fissuration (Lefeuvre, 2001). Ce modèle est capable de simuler les trois phases du processus de fatigue lors d'un essai en flexion. A cet effet, deux lois d'évolution ont été développées :

- La première décrit une progression de l'endommagement suivant deux régimes, en parallèle avec les deux premières phases de fatigue :

$$\dot{D} = C D^\alpha \tilde{\epsilon}^\beta \langle \dot{\tilde{\epsilon}} \rangle \quad (2.33)$$

- La seconde, quant à elle, englobe les trois régimes et caractérise également la cinétique d'évolution pendant la phase finale.

$$\dot{D} = \frac{\alpha_{II}}{\alpha_{III}\alpha_I} \left(\frac{D}{\alpha_{II}} \right)^{1-\alpha_I} \exp \left(\frac{D}{\alpha_{II}} \right)^{\alpha_I} \tilde{\epsilon}^\beta \langle \dot{\tilde{\epsilon}} \rangle \quad (2.34)$$

α_I , α_{II} , α_{III} et β sont des paramètres qui dépendent du matériau

L'évolution de l'endommagement est dirigée par une déformation équivalente de Mazars $\tilde{\epsilon}$, produite par une contrainte principale positive en traction (Mazars & Pijaudier-Cabot, 1989).

(Bodin, Belzung, et al., 2004) ont ultérieurement enrichi ce modèle en incorporant une dissipation visqueuse pour tenir compte de l'auto-échauffement, résultant en une diminution de rigidité pendant la phase I (Riahi Dehkordi, 2017; Riahi et al., 2017). Bien que prometteur, le modèle reste sensible à un paramètre déterminant la longueur de la fissure, nécessitant une prise en compte par un effet d'échelle, surtout pour des essais non homogènes.

2.6.6.5 Approche par la mécanique linéaire de rupture

La théorie de la mécanique linéaire de rupture peut être utilisée pour l'analyse des résultats des essais de fatigue. Il est question d'étudier la propagation d'une fissure initiale dans le matériau, en fonction des sollicitations appliquées (Bodin, 2002b). Cette fissure peut être microscopique ou macroscopique à l'échelle des hétérogénéités du matériau.

Le comportement en fatigue du matériau est alors caractérisé par la vitesse de propagation da/dN (où a est la longueur de la fissure) et le nombre de cycles de sollicitation N . En ce qui concerne les enrobés bitumineux, la loi de Paris a été appliquée en fatigue (Laveissiere, 2002; Wendling & Piau, 1997). Elle relie la vitesse de propagation d'une fissure de longueur a au nombre de cycle de sollicitation N par l'équation suivante :

$$\frac{da}{dN} = c\Delta K^m \quad (2.35)$$

Où c et m sont des constantes déterminées expérimentalement.

Pour les échantillons n'ayant pas de fissure initiale, cette approche présente l'inconvénient d'être tributaire de la définition d'un défaut initial que l'on ne sait pas relier à la formulation du matériau (Bodin, 2002b). De plus, la loi de Paris ne permet pas de décrire la phase I du processus de fatigue (Lemarchand, 1997).

2.6.7 Dispersion des résultats

Une dispersion significative des résultats relatifs à la durée de vie est fréquemment observée dans les études de fatigue sur divers matériaux bitumineux. Cette variabilité s'explique par la nature hétérogénéité inhérente du matériau testé, ainsi que par la complexité du phénomène de fatigue lui-même (Baaj, 2002a). Comme l'a souligné (De La Roche, 1996), lorsque des essais sont répétés sur des éprouvettes identiques, le nombre de cycles menant à la rupture peut fluctuer considérablement. Par exemple, pour les métaux, le rapport entre la plus courte et la plus longue durée de vie observées peut s'échelonner de 1 à 10. Cette disparité s'accroît pour les matériaux bitumineux modifiés par des polymères, avec un rapport pouvant aller jusqu'à 1 à 30 (Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004). Pour certains matériaux traités avec des liants

hydrauliques, ce rapport peut même grimper de 1 à 1000 (De La Roche, 1996). De ce fait, pour obtenir un échantillon représentatif des durées de vie N_f reflétant fidèlement le phénomène réel, il est impératif de mener plusieurs répétitions pour chaque niveau de sollicitation.

2.6.8 Paramètres influents le comportement en fatigue des enrobés bitumineux

2.6.8.1 Teneur en vides

Bazin et al. (De La Roche, 1996) ont constaté que les performances en matière de fatigue s'améliorent et présentent une moindre dispersion lorsque la compacité du matériau est accrue. De manière complémentaire, Soliman et al. (Soltani, 1998b) ont déclaré que la teneur en vides d'un matériau dérive de sa formulation initiale ainsi que de sa mise en œuvre. De ce postulat découle l'importance primordiale de cette teneur en vides : elle détermine bon nombre de qualités essentielles de l'enrobé. En effet, une faible teneur en vides peut engendrer une série d'atouts notables, tels qu'une meilleure imperméabilité à l'eau, une raideur optimale, ainsi qu'une résistance accrue à la formation de ornières et à la fatigue.

2.6.8.2 Effet des polymères

La résistance à la fatigue est essentielle pour concevoir des revêtements bitumineux de qualité supérieure. Ainsi, de nombreux chercheurs se sont concentrés sur l'impact des modifications par des polymères sur le comportement à la fatigue des matériaux bitumineux. Par exemple, Lee et al. ont examiné l'EB modifié par polymères en testant des poutres à 15 °C, moyennant l'essai de flexion 3-points (3PB) (Lee, Morrison, & Hesp, 1995). Leurs observations révèlent que divers facteurs, tels que le type et la quantité de polymère, l'origine du bitume, la nature des granulats, ou encore la méthode de fabrication du mélange, peuvent influencer les performances du liant bitumineux modifié. Notamment, un accroissement de la concentration de polymère a amélioré les propriétés du liant à hautes températures.

Ahmedzade et al., (2007) en étudiant la résistance à la fatigue de mélanges bitumineux modifiés au polymère SBS à différentes concentrations (3%, 6%, et 9%), ont conclu que la

concentration optimale de SBS pour améliorer la résistance à la fatigue est de 6% à 25 °C (Ahmedzade, Tigdemir, & Kalyoncuoglu, 2007). De leur côté, Kim et al., (2003) ont observé que les mélanges d'EB modifiés au SBS présentent une durée de vie en fatigue nettement améliorée à 10 °C et 20 °C, avec un retard notable de l'apparition des fissures dues à la fatigue (B. Kim, Roque, & Birgisson, 2003; T. W. Kim, Baek, Lee, & Choi, 2013). De plus, une autre étude a montré que les performances de fatigue des mélanges enrichis en SBS, avec des dosages allant jusqu'à 10%, se sont avérées nettement meilleures que celles du mélange standard (Hamed, 2010).

Aglan (1993) a également mené des études sur les effets de différents polymères, dont le SBS, l'éthylène acétate de vinyle, et le polyéthylène, sur les performances en rupture et en fatigue d'un mélange bitumineux. Ses résultats soulignent que le SBS confère au mélange une flexibilité et une résistance optimales, essentielles pour améliorer les performances des chaussées en asphalte (Aglan, 1993).

En somme, l'intégration du polymère SBS dans le HMA s'avère être une solution efficace pour renforcer les performances générales du mélange, et en particulier sa résistance à la fatigue.

2.6.8.3 Influence de la fréquence de sollicitation

L'effet de la fréquence sur le comportement en fatigue des mélanges bitumineux est un sujet à controverse, certes, peu débattu dans la littérature. Bien que plusieurs chercheurs aient utilisé des procédures d'essai similaires, ils sont arrivés à des conclusions souvent contradictoires.

D'une part, dans une étude menée par Mannam en 2015, un essai de flexion en 4-points (4PB) a été utilisé en mode contrôle de déplacement pour évaluer l'effet de la fréquence de chargement sur le comportement en fatigue d'un mélange composé de 35% de RAP à 20° C. Les fréquences testées étaient 1Hz, 5Hz, et 10Hz. En se basant sur le critère $N_{f50\%}$ pour l'analyse des résultats de fatigue, Mannam a observé que la durée de vie en fatigue augmente avec l'augmentation de la fréquence de chargement (Mannan, Islam, & Tarefder, 2015).

D'autre part, Fakhir en 2013 s'est penché sur le comportement en fatigue d'un enrobé bitumineux modifié au SBS, utilisant également un essai 4PB en mode contrôle de déplacement. Les tests ont été réalisés à une température de 20°C avec deux fréquences différentes, 7,5 Hz et 15 Hz. Après avoir analysé les résultats de fatigue avec sept critères de rupture, dont le $N_{f50\%}$, Fakhir a conclu que la durée de vie en fatigue diminue avec l'augmentation de la fréquence (Fakhri, Hassani, & Ghanizadeh, 2013). Par ailleurs, Mollenhauer et al., (2009) ont également examiné l'impact de la fréquence par un essai 4PB en mode contrôle de force, à deux fréquences spécifiques : 10 Hz et 30 Hz. Ils ont constaté que la durée de vie en fatigue augmente avec l'augmentation de la fréquence de sollicitation (K Mollenhauer, Wistuba, & Rabe, 2009).

Dans une autre étude réalisée par Al-Khateeb et Ghuzlan en 2014, l'impact de la fréquence de chargement a été examiné en parallèle avec d'autres facteurs tels que le niveau de contrainte et la température. En utilisant des essais de traction indirects (IDT) en mode contrôle de force, les chercheurs ont testé les éprouvettes à deux températures, 20°C et 30°C, et à quatre fréquences de chargement différentes, à savoir 3Hz, 5Hz, 8Hz et 10Hz. Leurs résultats ont montré que l'augmentation de la fréquence de chargement améliore la résistance à la fatigue du mélange bitumineux aux deux températures d'essai (Al-Khateeb & Ghuzlan, 2014).

Il ressort clairement des précédentes études que le comportement en fatigue des mélanges bitumineux en relation avec la fréquence de chargement est complexe. Ainsi, des recherches supplémentaires sont nécessaires pour approfondir la compréhension de cet effet.

2.6.8.4 Influence de la température

La température exerce une influence importante sur le comportement en fatigue des enrobés bitumineux, une constatation en lien avec leurs propriétés viscoélastiques. Pell (1962) fut parmi les premiers à en faire l'observation : lors de ses essais de flexion rotative menés à des températures oscillantes entre 9,5 °C et 40 °C, il a montré que la durée en fatigue d'un mélange bitumineux, à une déformation contrôlée et fixe, était proportionnelle à la température d'essai.

Cette corrélation entre la durée de vie en fatigue et la température d'essai a par la suite été confirmée par plusieurs études, notamment celles de Kennedy et al. (1994) dans le cadre du Strategic Highway Research Program (SHRP), de Tsai et al. (2005), de Raithby et Sterling (1972), et de Nejad et al. (2010).

Cheng et al. (2021) ont récemment approfondi cette question. Leur étude exhaustive visait à cerner l'impact précis de la température sur les comportements de fatigue des mélanges bitumineux. Pour ce faire, ils ont considéré diverses variables : types d'essai (notamment en 4PB et en IDT), formulation d'enrobés (enrobé traditionnel versus un enrobé modifié par polymères), et le niveau de chargement (allant de 2 à 4 niveaux). Leur objectif était d'analyser de manière holistique comment la température influait sur la performance en fatigue du mélange bitumineux, toutes conditions confondues. Leurs observations, illustrées par Figure 2.23, révèlent que la durée de vie en fatigue du mélange est indubitablement tributaire de la température. Néanmoins, il est intéressant de noter que cette relation est bidirectionnelle : alors que les essais 4PB montrent qu'une hausse de la température renforce la résilience à la fatigue du mélange, les essais IDT révèlent que cette même élévation de température réduit drastiquement la durée de vie en fatigue de l'enrobé (Cheng, Sun, Wang, & Chen, 2021).

La température joue manifestement un rôle primordial dans les performances en fatigue des enrobés bitumineux. Dès lors, il est crucial de déterminer une température adéquate lors des essais de fatigue. Pour simplifier la procédure, certaines normes préconisent d'adopter une température standardisée pour évaluer la résistance à la fatigue des enrobés. À titre d'exemple, le guide de conception américain recommande une température d'essai de 20°C, considérée comme reflétant les températures moyennes critiques pour la majorité des chaussées aux États-Unis (ASTM, 2010).

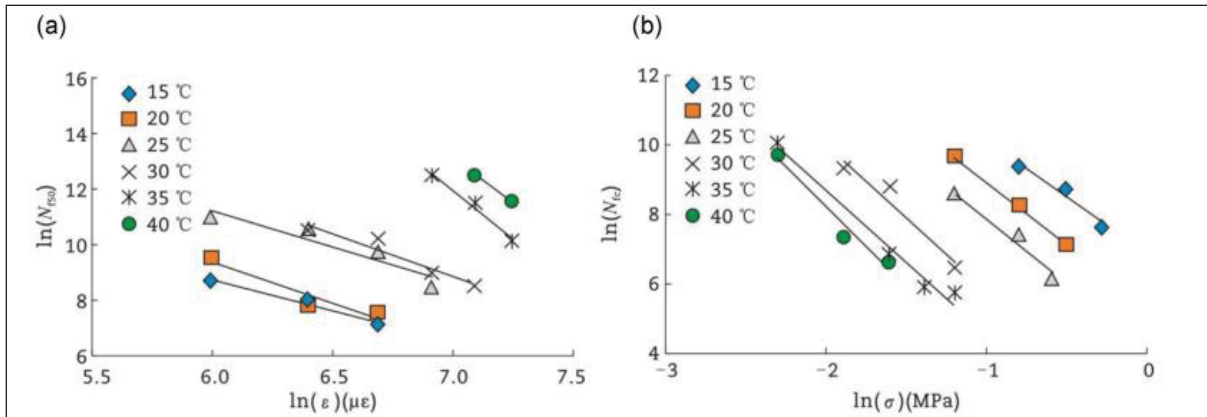


Figure 2.23 Droites de fatigues à différente température : a) Essai 4PB, b) Essai IDT. Tirée de Cheng et al. (2021, p. 6)

Du côté français, la norme préconise une température d'essai de 10°C. Quant à la Chine, elle a initialement suggéré une température d'essai de 15°C dans son guide de 2006 (CCRB Science and Technology, 2006), avant de la revoir à 20°C en 2017 (CCRB Science and Technology, 2017). L'adoption d'une température normée offre l'avantage de simplifier et d'accélérer les essais, en évaluant les performances des mélanges à une température constante.

Néanmoins, ces valeurs de référence peuvent ne pas refléter fidèlement les conditions thermiques réelles rencontrées dans les couches de chaussée des différentes zones climatiques. Pour pallier ce fait, des modèles ont été élaborés afin de prévoir des températures d'essai adaptées à chaque climat. L'un des modèles les plus notoires a été introduit par le programme SHRP, comme le détaillent Cominsky et al. (1994) et l'ASTM (2010).

$$T_{eff} = 0,8 \times MAPT - 2,7 \quad (2.36)$$

$$MAPT = T_{air} - 0,00618lat^2 + 0,2289lat + 42,2 \times 0,9545 - 17,78$$

où T_{eff} est la température de l'essai de fatigue, MAPT est la température annuelle moyenne de la chaussée (°C), T_{air} est la température annuelle moyenne de l'air (°C), et « lat » est la latitude de l'emplacement de la chaussée bitumineuse.

Les modèles mentionnés précédemment fournissent une approche pour définir la température effective de fatigue des chaussées bitumineuses selon diverses zones climatiques. Généralement, les températures déduites de ces modèles oscillent entre 5 et 25 °C. Cette gamme de température peut être attribuée à la perception courante que les fissures de fatigue au sein des couches de chaussée surviennent principalement à des températures intermédiaires (Tangella et al., 1990 ; Anderson et al., 2001 ; Bonnetti et al., 2002 ; El-Basyouny et Jeong, 2009). Cependant, des études issues du projet WestTrack et de l'autoroute Tolo à Hong Kong suggèrent que la fissuration de fatigue peut également survenir à des températures plus élevées. Par exemple, au sein du projet WestTrack, la température au niveau de la couche d'enrobé dépasse régulièrement 30 °C, représentant environ 20 % de la durée totale d'exposition. Malgré cette proportion significative d'expositions à haute température, d'importantes fissurations de fatigue ont été observées (Kennedy et al., 1994 ; Witczak et al., 1997). De même, pour l'autoroute Tolo, les températures au sein de la couche d'asphalte dépassent fréquemment 30 °C pendant la majeure partie de sa durée de vie (Chow et al., 2011 ; Wang et al., 2014b). Malgré cela, des fissurations caractéristiques du bas vers le haut ont été constatées (Wang et al., 2014, 2016).

Une étude récente menée par Cheng et al. (2021) a analysé l'accumulation des dommages dans les chaussées bitumineuses sous diverses conditions thermiques. Ils ont évalué l'endommagement par fatigue en conjuguant les températures relevées sur site et les modèles de fatigue correspondants. Leurs analyses suggèrent que l'impact des endommagements par fatigue au sein de la couche d'enrobé sous des températures élevées et basses est comparable, voire supérieur à celui observé à des températures intermédiaires, indépendamment de la nature de la chaussée. Ce fait révèle que l'évaluation de la fatigue pour les enrobés bitumineux doit prendre en compte les conditions de basse et de haute température.

2.6.8.5 L'équivalence fréquence-température dans le domaine de la fatigue

La caractérisation du comportement en fatigue d'un matériau bitumineux en relation avec la fréquence de sollicitation ou la température de l'essai constitue un processus expérimental

fastidieux. L'aboutissement à des conclusions statistiquement significatives nécessite d'effectuer un grand nombre d'essais, alourdissant de facto le programme expérimental. Pour pallier à cette contrainte, des chercheurs ont exploré la possibilité d'établir une correspondance entre l'effet de la fréquence de sollicitation et celui de la température sur le comportement en fatigue des enrobés bitumineux.

La correspondance entre l'influence de la fréquence de sollicitation et celle de la température a déjà été établie dans plusieurs domaines de comportement des EB, notamment dans le domaine viscoélastique linéaire (Di Benedetto, Mondher, Sauzéat, & Olard, 2007; Di Benedetto, Nguyen, Pouget, & Sauzéat, 2008), le domaine non linéaire (Q. T. Nguyen, Di Benedetto, & Sauzéat, 2015) et le domaine de fissuration (Mai Lan Nguyen, Sauzéat, Di Benedetto, & Tapsoba, 2013), entre autres. (Cong Viet Phan, Di Benedetto, Sauzéat, Dayde, & Pouget, 2017b) ont réalisé une étude similaire sur le comportement en fatigue des enrobés bitumineux. Les essais de fatigue ont été effectués à trois conditions de température et de fréquence dont deux d'entre elles ont été prédites à l'aide de l'équation WLF. Les résultats ont montré la même réponse mécanique pour les conditions : 10Hz, 10°C ; et 3Hz, 6,7°C (la dernière étant déterminé en conformité avec le PETT). Les auteurs ont conclu ainsi que le PETT pourrait être applicable pour la fatigue avec les mêmes facteurs de translation que pour la viscoélasticité linéaire. Dans le cadre de cette thèse, l'applicabilité du PETT pour l'EME-14 a été validée. Les résultats sont présentés dans le CHAPITRE 9.

2.6.8.6 Influence du type d'essai

La géométrie de l'éprouvette et les conditions de chargement jouent un rôle déterminant dans le comportement en fatigue des matériaux. (Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004) (Li, Molenaar, Pronk, van de Ven, & Wu, 2012) ont souligné que ces deux facteurs déterminent la répartition des contraintes et des déformations au sein du matériau, ce qui influe sur sa résistance à la fatigue. Des études comparatives utilisant le même matériau, mais des méthodes d'essais différentes, ont été réalisées pour comparer la résistance à la fatigue dans différents modes d'asservissement (Boussabnia, Lamothe, Di Benedetto, Proteau, & Proteau, 2019;

Cocurullo, Airey, Collop, & Sangiorgi, 2008; Di Benedetto et al., 2023b; Lamothe et al., 2020; Maggiore & Airey, 2013b). Ces études ont mis en évidence que les éprouvettes sollicitées en flexion avaient généralement une résistance à la fatigue plus élevée que ceux soumis à des essais de traction-compression homogène (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004).

Le mode d'asservissement utilisé dans les essais joue également un rôle crucial. Baaj (2002) a constaté des variations significatives dans les durées de vie obtenues avec les deux modes d'asservissement (force ou déplacement). Sous un chargement de flexion à deux points, (Tayebali et al., 1994) ont observé que les éprouvettes testées en mode déplacement imposé avaient une durée de vie 2,4 fois plus longue que ceux testés en mode force imposée. (Tapsoba, 2012) a recommandé d'utiliser le mode contrôle de déplacement dans les essais de fatigue pour éviter les problèmes associés au fluage et à l'accumulation de déformations permanentes.

La nature cyclique de l'essai de fatigue vise à simuler les sollicitations répétées que le matériau subit dans une structure routière. En laboratoire, cette sollicitation est généralement représentée par un signal sinusoïdal centré sur zéro pour éliminer les déformations permanentes. Raithby et Sterling (1972) ont suggéré que la forme spécifique de ce signal périodique n'influence pas significativement la durée de vie en fatigue. Cependant, Cheng et al., (2021) ont récemment remis en question cette notion, soulignant que la forme du signal peut avoir un impact considérable et recommandent d'ajuster le signal pour qu'il simule le passage d'un véhicule lourd.

2.6.9 Conclusions

À la lumière de l'examen approfondi de la littérature concernant la fatigue des enrobés bitumineux, nous pouvons déduire les conclusions suivantes :

1. Les dommages attribuables à la fatigue, manifestés par une fissuration due à des sollicitations répétées du trafic, sont identifiés comme étant parmi les principales causes de dégradation des structures de chaussée. Une connaissance approfondie des

propriétés de fatigue des matériaux bitumineux est impérative pour une conception efficace de l'épaisseur des chaussées.

2. La manifestation de la fatigue dans un matériau bitumineux demeure un phénomène intriqué et encore partiellement élucidé. En effet, soumis à des sollicitations récurrentes, les matériaux bitumineux présentent une propagation graduelle des fissures jusqu'à rupture. Toutefois, ce processus intègre divers phénomènes connexes tels que l'autoréparation, les variations thermiques, la déformation irréversible, entre autres. Une représentation fidèle de ces dynamiques est essentielle.
3. Les essais de fatigue en laboratoire sont essentiels pour simuler les conditions réelles du trafic. Toutefois, prédire et quantifier la fatigue s'avère difficile, non seulement en raison de la nature complexe du phénomène de fatigue mais aussi à cause des limitations des essais eux-mêmes, y compris leur coût et leur durée. Bien que la résistance à la fatigue soit considérée comme une propriété intrinsèque du matériau, le comportement en fatigue est fortement influencé par les conditions de l'essai et les facteurs environnementaux. Les résultats des essais de fatigue offrent plutôt une vision des propriétés échantillonnées qu'une perspective holistique du phénomène. Ainsi, il est impératif de recourir à des facteurs d'ajustement pour transposer ces données laboratoires à une application concrète dans la conception des chaussées.
4. À l'échelle internationale, diverses procédures expérimentales d'essais de fatigue sont normalisées. Il en résulte que les résultats expérimentaux pour un même matériau bitumineux varient, rendant la comparaison et l'interchangeabilité de ces procédures expérimentales difficiles. Par conséquent, l'harmonisation des procédures d'essai actuelles est essentielle pour améliorer l'évaluation des performances en fatigue et assurer la reproductibilité des méthodologies.
5. La démarche phénoménologique, couramment utilisée pour évaluer la performance en fatigue en laboratoire, présente certaines limitations. En particulier, la définition

conventionnelle de la durée de vie en fatigue, qui repose sur la réduction de 50% du module initial pour établir la dégradation en mode déformation, est discutable. Cette conception de la durée de vie, dépendant des conditions expérimentales, ne reflète pas nécessairement une propriété intrinsèque du matériau. Par conséquent, il est crucial de reconsidérer et redéfinir fondamentalement la durée de vie en fatigue afin d'harmoniser les diverses méthodes expérimentales utilisées dans les essais de fatigue.

CHAPITRE 3

MATÉRIAUX DE RECHERCHE ET PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

Le présent chapitre décrit les matériaux utilisés pour formuler l'enrobé à module élevé (EME-14) testé dans le cadre du projet RDC2. Le processus de fabrication des éprouvettes et le descriptif expérimental des essais thermomécaniques sont aussi présentés.

3.1 Présentation des matériaux utilisés

L'EME développé dans le cadre de ce projet se compose d'un bitume de grade de performance élevé, le PG 88-28 (PG 100 E-28), associé à des granulats d'une grosseur nominale maximale de 14 mm, ce qui lui donne le nom d'EME-14. La granulométrie adoptée est dense et continue, résultant d'un mélange homogène de différentes classes granulaires en proportions spécifiques.

3.1.1 Caractéristiques des bitumes

Selon les recommandations de Bitume Québec (2014), l'utilisation d'un grade de bitume à haute performance PG 88-28 (PG 100E-28), suivant l'ancienne classification des bitumes, est préconisée pour la fabrication de l'EME-14 en raison de sa rigidité élevée, de sa résistance à la fatigue et de sa capacité à résister aux conditions climatiques du Québec. Bien que l'essai MSCR (Multiple Stress Creep Recovery) selon la norme AASHTO T 350 n'ait pas été effectué, il est possible de situer ce bitume dans les classes de sollicitation très forte (PG 64V-28) ou extrême (PG 64E-28) selon la norme AASHTO M 332. En effet, l'EME-14 est préconisé pour les conditions de trafic sévères, ce qui nécessite un bitume résistant aux sollicitations. La classe de sollicitation très forte (V) correspond à un N_{fsite} supérieur à 30 millions d'ÉCAS ou à une vitesse inférieure à 20 km/h, tandis que la classe de sollicitation extrême (E) fait référence à un N_{fsite} supérieur à 30 millions d'ÉCAS et à une vitesse inférieure à 20 km/h (AASHTO M 332). Cependant, dans le cadre de cette thèse, le bitume est désigné suivant l'ancienne classification PG Te-Tb.

Le Bitume Viaflex M® de Bitumar Inc, également appelé de Lot 1 (PG 100E-28) dans cette thèse, a été utilisé en premier lieu. Au total, 139 litres de ce bitume étaient disponibles pour l'ensemble du projet. Cependant, une rupture de stock imprévue est survenue en cours de projet, ce qui a nécessité l'achat d'un autre lot de bitume de la même famille, le Viaflex R® de Bitumar Inc, désigné comme Lot 2 (PG 106E-28). Un volume supplémentaire de 77 litres a été nécessaire, portant ainsi le total du projet à plus de 216 litres. Le Tableau 3.1 présente les principales caractéristiques des deux lots de bitume utilisés, tandis que les attestations de conformité sont présentées à l'ANNEXE I.

Tableau 3.1 Caractéristiques principales du bitume utilisé

Fournisseur		Bitumar Inc.			
Lieu de fabrication		3000 Broadway, Montréal, QC			
Classe du bitume		PG 88-28 (PG 100E-28)			
Caractéristique	Norme	Résultat			
		Lot 1		Lot 2	
Masse volumique (g/cm³) à 15°C	AASHTO T228	1,022		1,022	
Masse volumique (g/cm³) à 25°C		1,016		1,016	
Viscosité Brookfield (Pa*s) à 135°C	AASHTO T316	4,465		6,200	
Viscosité Brookfield (Pa*s) à 165°C		0,813		1,082	
TBA moyenne (°C)	LC 25-003	98,0		99,3	
Recouvrance d'élasticité (%) à 10°C	LC 25-005	65		76,2	
Teneur en cendre (%)	LC 25-008	0,2		0,18	
Variation de masse au RTFOT (%)	AASHTO T240	0,62		-0,376	
Température élevée de caractérisation Te (°C)	AASHTO T315	103,2		111,1	
Température basse de caractérisation Tb (°C)	AASHTO T313	-31,6		-29,8	
Module de rigidité So (60) (MPa)		92,4		76,2	
Recommandations - Température d'utilisation	Norme	Température (°C)			
		Min	Max	Min	Max
Entreposage	Non Applicable	161	175	167	175
Malaxage	LC 25-007	171	185	156	170
Compactage	LC 25-007	Non Spécifié			

Le Tableau 3.1 révèle certaines différences dans les caractéristiques des deux lots de bitume utilisés. En particulier, les températures de caractérisation élevée et basse sont plus élevées dans le cas du Lot 2, indiquant que le bitume de ce lot est plus rigide que celui du Lot 1.

Toutefois, ces différences ne se manifestent pas de manière significative dans le comportement thermomécanique de l'enrobé.

3.1.2 Caractéristiques des granulats

Les granulats utilisés dans le cadre du projet RDC2 ont été soumis à un processus d'échantillonnage et de caractérisation dès leur réception des fournisseurs. L'objectif de cette étape était de garantir l'homogénéité des granulats et de valider la conformité de leurs caractéristiques mécaniques aux exigences en vigueur.

Les granulats ont été fournis par trois carrières de la région métropolitaine de Montréal (St-Bruno, St-Jacques et St-Philippe), tandis que le filler provenait de l'usine d'enrobage Jarry à Montréal. Au total, plus de quatre tonnes de granulats ont été prélevées pour les besoins du projet. Le Tableau 3.2 fournit un aperçu des quantités minimales de granulats à prélever pour chaque classe granulaire et du nombre de prélèvements nécessaires.

Tableau 3.2 Récapitulatif du plan d'échantillonnage

Classe granulaire d/D (mm)	Provenance	Masse Totale requise (kg)	Nbre de chaudières pour échantillonnage ⁽¹⁾	Masse à récupérer (kg)	Nbre de chaudières après homogénéisation ⁽²⁾	Masse par chaudière après homogénéisation (kg) ⁽³⁾
14/20	St-Philippe	418	21	420	16 (1 Lot)	26
10/14	St-Philippe	682	35	700	32 (2 Lot)	22
5/10	St-Philippe	583	30	600	32 (2 Lot)	19
0/3,15	St-Philippe	1352	68	1360	64 (4 Lot)	21
0/5 Hummer	St-Philippe	362	19	380	16 (1 Lot)	24
0/5	St-Bruno	75	4	80	4 (1 Lot)	20
2,5/5	St-Jacques	381	20	400	16 (1 Lot)	25
Filler	Jarry, MTL	63	4	80	4 (1 Lot)	20
	Total	3916	201	4020		177

(1) La masse attribuée à chaque chaudière est fixée à 20 kg. Toutefois, pour un poids total de 20,9 kg, il est nécessaire de disposer de 21 chaudières.

(2) Le nombre de chaudières est arrondi au multiple de 16 le plus proche, car chaque lot est composé de 16 chaudières. Pour la criblure de St-Bruno et pour le filler, le nombre initial de chaudières déterminé lors de l'échantillonnage est maintenu

(3) Après l'opération d'homogénéisation, la masse par chaudière est recalculée en divisant la masse totale à récupérer par le nombre total de chaudières.
Ex: Masse à récupérer = 21 x 20 = 420 kg
Masse par chaudière = 420/16 = 26,25kg ≈ 26 kg

L'homogénéisation des différentes classes granulaires est une étape cruciale pour garantir l'homogénéité des granulats tout au long du projet. Cette opération a été réalisée sur plusieurs jours de travail par M. Samuel Proteau-Gervais, étudiant en maîtrise dans le cadre du projet RDC2. Chaque chaudière a été divisée en seize parties égales à l'aide d'un séparateur mécanique, puis les parties ont été rassemblées dans seize nouvelles chaudières, comme illustré dans la Figure 3.1. De cette manière, chaque nouvelle chaudière contient un seizième des chaudières prélevées. La Figure 3.2 montre une photo de l'ensemble des matériaux granulaires prélevés et homogénéisés. Le Tableau 3.3 présente la méthode utilisée pour l'homogénéisation des différents granulats, ainsi que le nombre de chaudières prélevées et le nombre de chaudières finales.

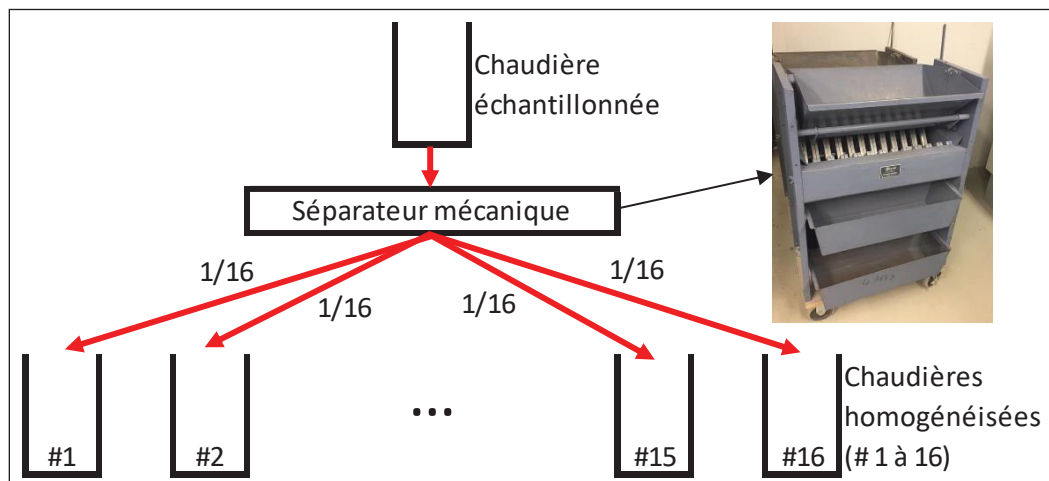


Figure 3.1 Schéma du processus d'homogénéisation des classes granulaires à travers un séparateur mécanique
Tirée de Proteau-Gervais (2019, p. 73)

Pour la pierre concassée 14/20 mm et la criblure 2,5/5 mm, la quantité prélevée a nécessité l'homogénéisation en deux lots distincts, étant donné que la masse prélevée dans chaque chaudière était supérieure aux 20 kg initialement prévus. Cela n'a pas eu de conséquence, car une quantité plus importante de matériaux a été prélevée au final. Toutefois, le lot 1 a été recommandé par M. Samuel Proteau-Gervais pour l'utilisation, car l'homogénéisation a été effectuée sur un plus grand nombre de chaudières que le lot 2. Il est important de noter que le filler n'a pas été homogénéisé.



Figure 3.2 Ensemble des matériaux granulaires prélevés et homogénéisés
Tirée de Proteau-Gervais (2019, p.74)

Tableau 3.3 Récapitulatif de l'homogénéisation des différentes classes granulaires

Classe granulaire d/D (mm)	Provenance	Nb. de chaudières échantillonnées	Nb. de chaudières après homogénéisation	Nb. de lots
14/20	St-Philippe	23	20 ⁽¹⁾	2 ⁽¹⁾
10/14	St-Philippe	33	32	2
5/10	St-Philippe	28	32	2
0/3,15	St-Philippe	73	64	4
0/5 Hummer	St-Philippe	20	16	1
0/5	St-Bruno	4	4	1
2,5/5	St-Jacques	22	18 ⁽²⁾	2 ⁽²⁾
Filler ⁽³⁾	Jarry, MTL	4	4	1
	Total	216	190	
<p>(1) Un premier lot de 16 chaudières provenant de l'homogénéisation de 19 chaudières et un deuxième lot de 4 chaudières provenant de l'homogénéisation de 4 chaudières.</p> <p>(2) Un premier lot de 16 chaudières provenant de l'homogénéisation de 20 chaudières et un deuxième lot de 2 chaudières provenant de l'homogénéisation de 2 chaudières.</p> <p>(3) L'homogénéisation n'a pas été faite sur le filler.</p>				

Les caractéristiques des granulats fins (classes granulaires 0/3,15 ; 0/5 Hummer ; 0/5; 2,5/5 et filler) sont présentées dans le Tableau 3.4 et celles des gros granulats (classes granulaires 5/10; 10/14 et 14/20) dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.4 Caractéristiques des granulats fins et du filler

	Essai	Norme	Classe granulaire d/D (mm)				
			0/3,15	0/5 Hummer	0/5	2,5/5	Filler
	Provenance	NA	St-Philippe	St-Philippe	St-Bruno	St-Jacques	Jarry, MTL
Caractéristiques intrinsèques	Micro-Deval (%)	LC 21-101	21	5	7	2	NA
	Friabilité (%)	LC 21-080	32	33	10	30	NA
	Catégorie du granulat	NQ2560-114	1	1	1	1	NA
	Densité brute sèche	LC 21-065 /LC 21-066	2,627	2,710	2,736	2,693	NR
	Densité apparente		2,762	2,789	2,818	2,759	2,803
	Absorption (%)		1,86	1,06	1,08	0,89	NR
Granulométrie	Tamis (mm)	LC 21-040	% passant				
	5		99	97	96	94	100
	4		94	85	87	71	100
	3,15		84	71	73	41	100
	2,5		75	58	61	18	100
	1,25		54	26	35	5	99
	0,630		40	11	22	3	99
	0,315		31	8	15	3	99
	0,160		25	6	10	3	97
	0,080		19,5	5,0	8,0	2,4	87,6

Les exigences du MTMD et de Bitume Québec (2014) en matière de catégorie de granulats doivent être respectées pour garantir la qualité de l'enrobé. Les gros granulats doivent être au minimum de catégorie 2c selon le MTMD et de catégorie 2a selon Bitume Québec (2014), tandis que les granulats fins doivent être au minimum de catégorie 1 selon le MTMD et de catégorie 2 selon Bitume Québec (2014).

Tableau 3.5 Caractéristiques des gros granulats

	Essai	Norme	Classe granulaire d/D (mm)		
			14/20	oct-14	05-oct
	Provenance	NA	St-Philippe	St-Philippe	St-Philippe
Caractéristiques intrinsèques	Micro-Deval (%)	LC 21-070	13	17	8
	Grade		A	C	E
	Los Angeles (%)	LC 21-400	28	24	24
	Grade		B1	B2	C1
	MD+LA (%)	NA	41	41	32
	Catégorie du granulat	NQ2560-114	2	2	1
Caractéristiques de fabrication	Particules fracturées (%)	LC 21-100	100 %, carrière	100%, carrière	100 %, carrière
	Particules plates (%)	LC 21-265	16,7	13,8	17,5
	Particules allongées (%)	LC 21-265	22,4	40,0	26,3
	Catégorie du granulat	NQ2560-114	a	a	a
	Densité brute sèche	LC 21-067	2,729	2,727	2,738
	Densité apparente		2,768	2,772	2,788
	Absorption (%)		0,52	0,60	0,66
Granulométrie	Tamis (mm)	LC 21-040	% passant		
	28		100	100	100
	20		93	100	100
	14		13	86	100
	10		2	13	82
	5		1	2	5
	2,5		1	2	1
	1,25		1	1	1
	0,630		1	1	1
	0,315		1	1	1
	0,160		1	1	1
	0,080		0,5	0,9	0,8

Le Tableau 3.6 compare la catégorie des granulats aux exigences du MTMD et de Bitume Québec (2014), permettant ainsi de vérifier leur conformité et leur adéquation pour la conception de l'EME-14.

Tableau 3.6 Vérification de la catégorie des granulats utilisés pour la formulation du EME-14

Classe granulaire d/D (mm)	Provenance	Catégorie du granulat RDC2	Exigence MTMD		Exigence Bitume Québec	
		NQ2560-114	Catégorie	Respect	Catégorie	Respect
10/14	St-Philippe	2a	2c	Oui	2a	Oui
5/10	St-Philippe	1a	2c	Oui	2a	Oui
0/3,15	St-Philippe	1	1	Oui	2	Oui
2,5/5	St-Jacques	1	1	Oui	2	Oui

En résumé, l'EME-14 testé dans ce projet est constitué d'un mélange homogène de granulats à GNM de 14 mm et d'un bitume de grade de performance élevé (PG 88-28 | PG 100E-28). Les granulats proviennent de différentes carrières de la grande région de Montréal et ont été soigneusement caractérisés et homogénéisés pour garantir la qualité de l'enrobé. Les bitumes Viaflex M® et Viaflex R® de Bitumar Inc ont été choisis pour leur rigidité élevée, leur haute résistance à la fatigue et leur bonne résistance aux conditions climatiques du Québec. Cette combinaison de matériaux permet de produire un enrobé à module élevé adapté aux conditions sévères de trafic et aux contraintes climatiques du Québec.

3.2 Formulation de l'enrobé à module élevé 14 mm (EME-14)

La formulation de l'EME-14 étudiée dans cette thèse a été effectuée par M. Samuel Proteau-Gervais sous la supervision de M. Sébastien Lamothe, professionnel de recherche affilié au projet RDC2. Cette formulation est le fruit d'une modification de la formulation de référence de l'EME-14 St-Philippe développée par la société Eurovia au Centre Technique des Amériques CTA. Le choix de cette formulation de référence s'est justifié par le fait que les

granulats concassés 5/10 mm, 10/14 mm et la criblure 0/3,15 mm proviennent de la même carrière (St-Philippe).

Cependant, la nouvelle formulation diffère de la formulation de référence en ce qui concerne la classe granulaire de la criblure. En effet, pour la formulation de référence, une criblure 3,15/6,3 mm de St-Jacques a été employée, tandis que pour la nouvelle formulation, une criblure 2,5/5 mm de St-Jacques a été utilisée. Les granulométries de la formulation de référence (EME-14 St-Philippe) et de l'EME-14 du projet RDC2 sont présentées dans les Tableaux 3.7.

Tableau 3.7 Granulométrie de l'EME-14

Classe granulaire d/D (mm)	% passant au tamis (mm)											Proportion utilisée
	28	20	14	10	5	2,5	1,25	0,630	0,315	0,160	0,080	
10/14	100	100	86	13	2	2	1	1	1	1	0,9	16,8%
5/10	100	100	100	82	5	1	1	1	1	1	0,8	18,0%
2,5/5	100	100	100	100	94	18	5	3	3	3	2,4	2,6%
0/3,15	100	100	100	100	99	75	54	40	31	25	19,5	62,1%
Filler	100	100	100	100	100	99	99	99	99	97	87,6	0,5%
EME-14 RDC2	100	100	98	82	66	48	35	26	20	16	12,9	
EME-14 St-Philippe	100	100	98	82	66	46	35	27	21	17	13,5	
											Total	100,0%
Écart _i	0,00	0,00	-0,36	0,11	-0,32	2,05	-0,49	-1,24	-0,83	-0,56	-0,59	
Écart _i ²	0,00	0,00	0,13	0,01	0,10	4,22	0,24	1,53	0,68	0,32	0,35	
Σ Écart _i ²	7,6											
Écart _{total}	2,8											

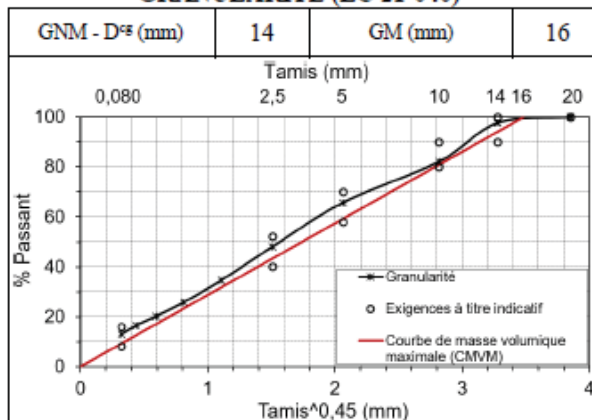
La Figure 3.3 compare la granulométrie de l'EME-14 du projet RDC2 à la courbe de masse volumique maximale (CMVM). Cette figure permet de constater que la granulométrie de l'EME-14 étudiée dans cette thèse se situe dans la plage optimale de la courbe de la CMVM, ce qui garantit une compacité optimale de l'enrobé.

FORMULATION (NORME 4202)

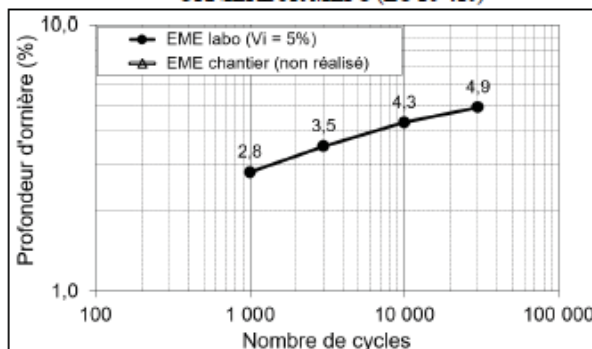
Bitume (PG)	Viaflex M
T ₉ Bitume / CTA / LCMB (°C)	103,2 / 101,5 / 106,4
T ₉ Bitume / CTA / LCMB (°C)	-31,6 / n. d. / -28,1
T _{max} (°C)	185
T _{compactage} (°C)	170
b (%)	4,4
V _{be} (%)	8,5
d _{gb comb}	2,682
d _b	1,016
d _{mm}	2,568

APTITUDE AU COMPACTAGE (LC 26-004)

Girations	Vides (%)	Exigences (%)
N _{Initial} = 10	12,5	≥ 11
N _{Desim} = 100	4,5	4 à 7
N _{Final} = 200	3,8	≥ 2

GRANULARITÉ (LC 21-040)

RÉSISTANCE À L'ORNIÈRE
LOI ESSO

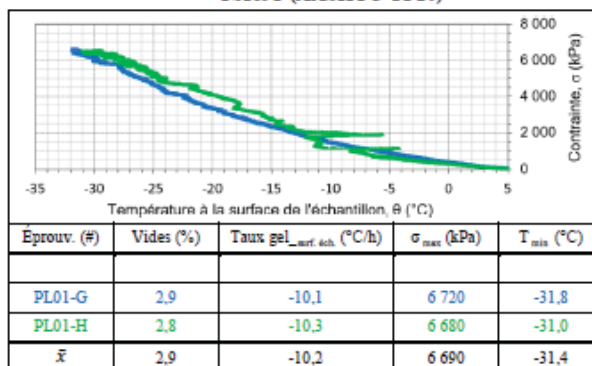
Propriétés physiques			
Vides (%) (\bar{X}) =		n. d. (n. d.)	
Constantes à $T_{ref_ESSO} = 30^{\circ}C$ et $f_{RESSO} = 10$ Hz			
A =	n. d.	B =	n. d.
D =	n. d.	C =	n. d.
F_{PETT} =	n. c.	$F_{PETT} = D \left(\frac{T_{ref_ESSO} - T_{ref_ST}}{\log a_T(T_{ref_ESSO})} \right)$	
$\log \varepsilon = A + B \log \sigma_v + C \sigma_H + D (T - T_{ref_ESSO}) + F_{PETT} \log \left(\frac{f_r}{f_{RESSO}} \right)$			
<p>A,B,C,D : Constantes ESSO (propres à l'aurore)</p> <p>σ_v : Contrainte verticale de calcul (10^3 N/m²)</p> <p>σ_H : Contrainte horizontale de calcul (10^3 N/m²)</p> <p>T ; f_r : Température (°C) et fréquence (Hz) de calculs pour ESSO</p> <p>T_{ref_ST} : Température (°C) de référence pour déterminer C_1 et C_2 de la fonction a_T (se référer à la partie PETT (WLF) se trouvant dans la section Module complexe)</p>			

ORNIÈREUR MLPC (LC 26-410)

TENUE À L'EAU
PAR TREMPAGE (LC 26-001)

Recouv. élastique (%)	65 à 70
Vides des lots (%) (\bar{x})	n. d. (-)
FBE selon BNQ (µm)	n. d.
Stabilité lot humide (N)	n. d.
Stabilité lot sec (N)	n. d.
Tenue à l'eau (%)	n. d.

LOTTMAN MODIFIÉ (AASHTO T 283)

Vides des lots (%) (\bar{x})	n. d. (-)
FBE selon BNQ (µm)	n. d.
Résist. lot humide (kPa)	n. d.
Résistance lot sec (kPa)	n. d.
Ratio résist. (TSR) (%)	n. d.

RETRAIT THERMIQUE EMPÊCHÉ
TSRST (AASHTO TP10)


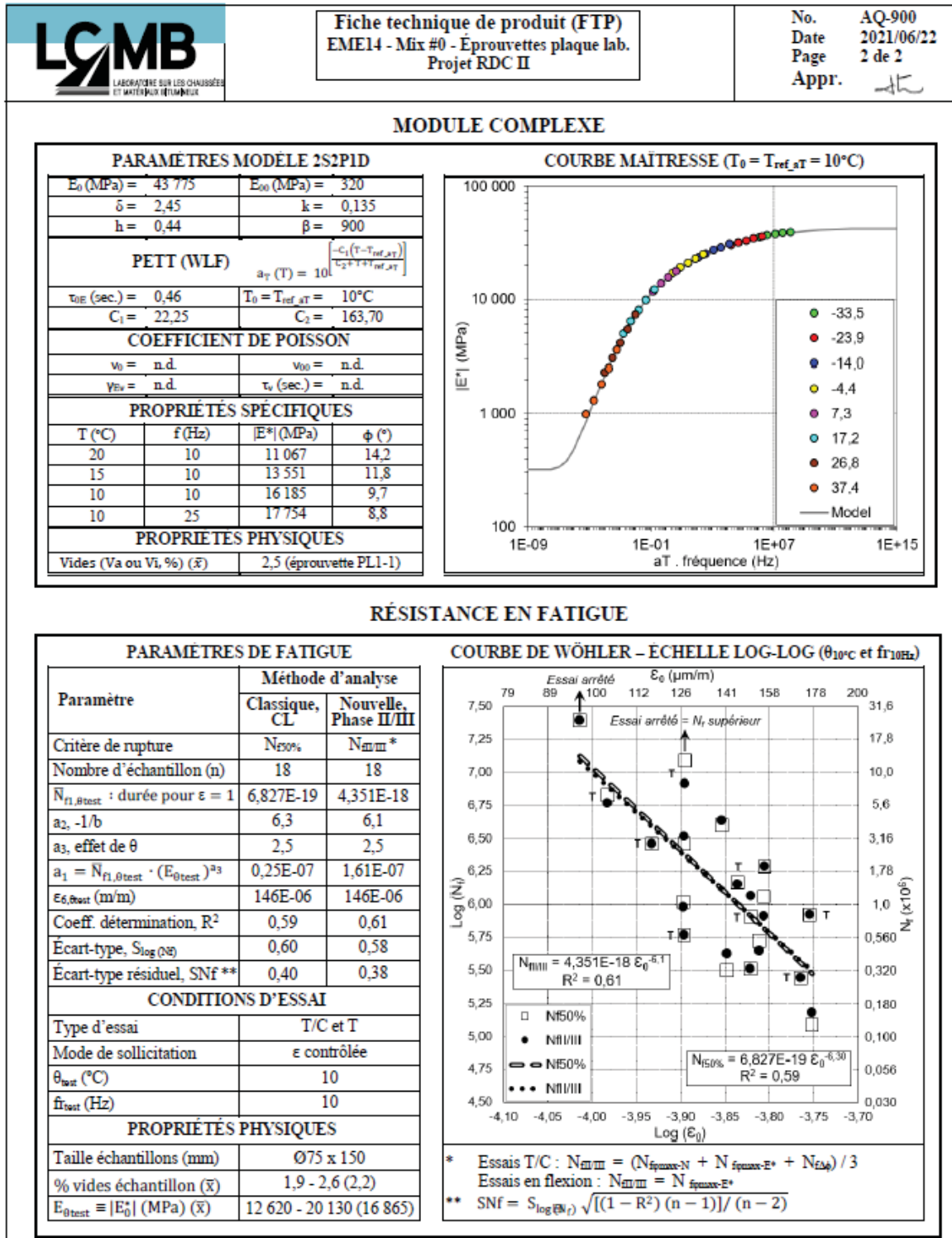


Figure 3.3 Fiche technique du EME-14 - Projet RDC II

La teneur en bitume de l'enrobé à module élevé (EME-14) a été fixée à 4,40% en masse par l'entreprise Eurovia, satisfaisant ainsi les exigences minimales recommandées par Bitume Québec (2014) pour ce type de formulation (minimum 3,75%). Afin de valider cette formulation, une série d'essais de laboratoire ont été réalisés selon la méthode française de formulation (French Mix Design Method). Cette phase de validation a inclus :

- La détermination de l'aptitude au compactage à la presse à cisaillement giratoire (PCG) qui requière la détermination de la densité maximale,
- La détermination de la résistance à la déformation lors de l'essai d'orniérage,
- La détermination de la résistance au retrait thermique empêché,
- La détermination du module complexe,
- La détermination de la résistance à la fatigue.

La validation de la formulation de l'EME-14 fait partie du travail de maîtrise de M. Samuel Proteau-Gervais et ces résultats sont reporté dans son mémoire (Proteau-Gervais, 2019).

3.3 Fabrication des éprouvettes pour les essais thermomécaniques

La caractérisation thermomécanique de l'EME-14 par le biais de l'essai de module complexe et de l'essai de fatigue nécessitent la fabrication des éprouvettes spécifiques pour ces essais. Dans le cadre de cette thèse, les éprouvettes de l'EME-14 ont été fabriquées à partir de plaques compactées au laboratoire du Centre Technique des Amériques (CTA) moyennant un compacteur MLPC. Le processus de fabrication s'est déroulé selon les exigences de la norme LC 26-400 du Québec et de la norme EN 12697-33, qui précisent les modalités de malaxage et de compactage de l'enrobé. À l'issue de ce processus, les plaques sont sciées puis carottées dans la direction de compactage, conformément aux recommandations des normes LC 26-690 et NF EN 12697-24, afin de produire des éprouvettes cylindriques, rectangulaires ou trapézoïdales d'EME-14 dans les dimensions requises.

3.3.1 Malaxage des enrobés

L'étape de malaxage est essentielle pour obtenir un enrobé EME-14 homogène, en assurant l'enrobage uniforme des granulats par le bitume. Cette étape revêt une importance cruciale, car

elle influence directement le comportement thermomécanique de l'enrobé (Baaj, 2002; Lamothe, 2014). Il est donc primordial de veiller à la parfaite homogénéité de l'EME-14 produit. Le malaxage de l'EME-14 s'est déroulé suivants les recommandations des normes LC 26-003 et LC 26-400.

Le malaxage de l'EME-14 a été possible grâce à un malaxeur thermorégulé, ayant une capacité de 80 kg, mis à disposition par l'entreprise Eurovia dans le cadre du projet RDC2, par l'entremise du CTA. La Figure 3.4 présente une image de ce malaxeur. Malgré le fait que les résultats des essais de viscosité Brookfield en laboratoire suggère une température de malaxage (pour une viscosité de $0,17 \pm 0,02 \text{ Pa}\cdot\text{s}$) de 203 °C et une température de compactage (pour une viscosité de $0,28 \pm 0,03 \text{ Pa}\cdot\text{s}$) de 189 °C (MTMD, 2010), l'entreprise Eurovia préconise l'usage de températures réduites de malaxage et de compactage, respectivement 185 °C et 170 °C, afin de limiter l'oxydation excessive du bitume. Ainsi, la température de malaxage a été maintenue constante à 185 °C dans le malaxeur conformément aux recommandations de l'entreprise Eurovia. Toutefois, il a fallu chauffer au préalable le bitume et les granulats pendant 3 heures à 185 °C avant de les introduire au malaxeur.



Figure 3.4 Malaxeurs thermo-régulés,
de Capacité de 80 kg, utilisé pour
la confection de l'EME-14
Lieu : CTA à Brossard

3.3.2 Cure des enrobés avant le compactage

Après le malaxage, le mélange d'enrobé est soumis à une période de cure en étuve d'une durée d'une heure (1h) à la température de compactage de 170 °C. Cette étape vise à favoriser l'enrobage des granulats et garantir ainsi l'homogénéité du mélange. Cependant, pour d'autres types d'essais tels que l'essai de densité maximale dmm ou l'essai d'orniérage, entre autres, des temps de cure plus longs en étuve sont nécessaires. Le Tableau 3.8 présente les temps de cure spécifiques à cette température de 170 °C en fonction de l'essai envisagé.

Tableau 3.8 Temps de cure à 170°C en fonction de l'essai

Essai	Temps de cure (minutes)
Densité maximale (d_{mm})	120
Aptitude au compactage (PCG)	30 à 120
Résistance à l'orniérage (Plaques de 100 mm d'épaisseur)	60
E* (compaction à la PCG)	Temps pour atteindre la température de compaction et minimum 30 minutes
E*, Fatigue et TSRST (compacteur MLPC)	Temps pour atteindre la température de compaction

3.3.3 Fabrication d'éprouvettes au compacteur MLPC

Les éprouvettes d'enrobés bitumineux ont été produites à partir de plaques de dimensions 125 x 400 x 600 mm³. Ces plaques sont compactées en utilisant la méthode d'essai LC 26-400, qui est la méthode de fabrication d'éprouvettes au compacteur MLPC. Pour ce faire, un échantillon d'enrobé est compacté dans un moule à base rectangulaire à l'aide d'une charge roulante équipée d'un pneumatique. La roue effectue des passes à vitesse constante parallèlement à l'axe du moule, conformément à un plan de compactage spécifié (MTMD, 2018c). La teneur en vides ciblée pour les plaques est de 5 % à la température de compactage, ce qui permet d'obtenir des éprouvettes avec 2,5 % \pm 1% de vides à température ambiante.

Après le compactage, un temps de mûrissement d'au moins 24 heures a été respecté conformément aux recommandations de la méthode d'essai LC 26-700 et de la norme NF P 98-250-3. Cependant, par mesure de précaution, un temps de mûrissement allant jusqu'à 7 jours a été retenu dans le cadre de cette thèse.

Le sciage et le carottage de la plaque d'enrobé ont été réalisés en suivant le patron de carottage et de sciage spécifique à chaque type d'essai. L'exemple d'un patron de carottage et de sciage pour l'essai de traction-compression est schématisé dans la Figure 3.5. L'objectif de ce patron de carottage est de minimiser les pertes d'enrobé tout en maximisant le nombre d'éprouvettes. Il vise aussi à limiter les effets de bord qui pourraient entraîner une variabilité de la teneur en

vides au sein des éprouvettes. Les éprouvettes ont été carottées dans l'épaisseur de la plaque, en suivant le sens de compactage, c'est-à-dire le sens de déplacement de la charge roulante. Ce procédé a permis l'obtention d'éprouvettes cylindriques d'un diamètre de 75 mm et d'une hauteur de 150 mm. Ces éprouvettes ont été utilisées pour les essais de module complexe et de fatigue. À noter qu'il faut veiller à maintenir cadence constante lors du carottage pour ne pas produire d'ondulation à la surface latérale des éprouvettes. Après le carottage, les éprouvettes ont été sciées à la hauteur appropriée puis polies afin d'obtenir des faces planes et parallèles.

Le maintien d'un parallélisme parfait entre les surfaces de l'éprouvette est essentiel pour garantir la fiabilité d'un essai de fatigue, comme discuté au chapitre 4. Afin de vérifier ce parallélisme, une première étape consiste à palper minutieusement la surface latérale de l'éprouvette, permettant ainsi de détecter toute ondulation potentielle. Par la suite, la hauteur de l'éprouvette est mesurée en trois points distincts, espacés de 120° . L'écart autorisé entre les mesures maximale et minimale de la hauteur ne doit pas dépasser 2 mm. Dans le cas contraire, l'éprouvette est remise à la polisseuse pour corriger ses défauts.

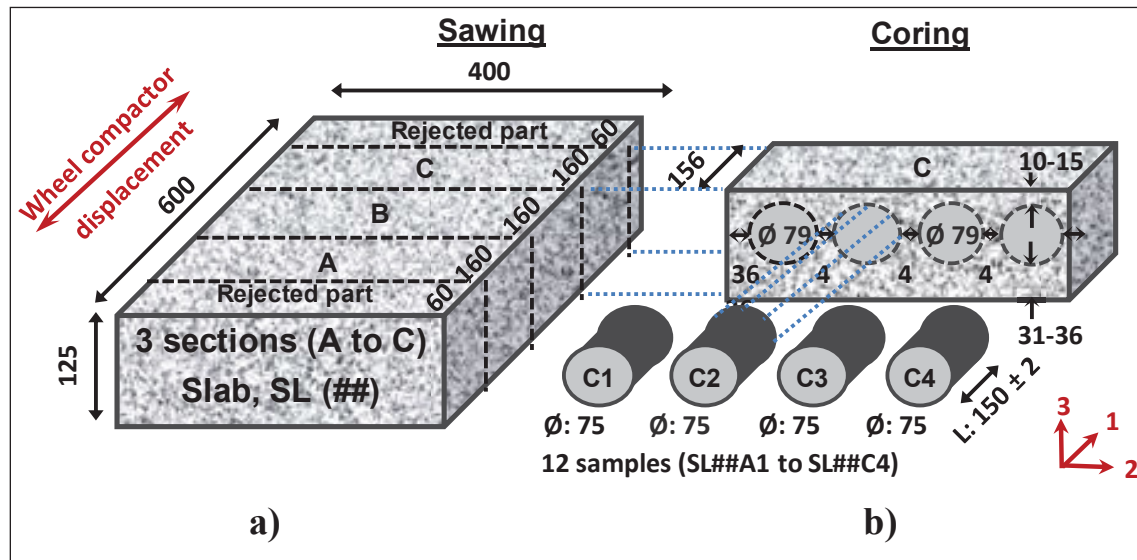


Figure 3.5 a) Patron de sciage pour des essais de fatigue et de Module complexe à partir d'une plaque MLPC; b) Carottage de la section pour obtenir les échantillons cylindriques pour l'essai TC (méthode d'essai LC 26-690) (toutes les dimensions sont en millimètres)

3.3.4 Identification et entreposage des éprouvettes

Chaque éprouvette issue d'une plaque compactée au moyen du compacteur MLPC est identifiée selon la nomenclature présentée à la Figure 3.6. Par exemple, l'éprouvette "PL6-A3" correspond à la troisième éprouvette de la section A de la sixième plaque.

Après le carottage, et afin de prévenir le gauchissement par fluage et le vieillissement de l'enrobé causés par les rayons UV, les éprouvettes sont placées dans un lit de sable à l'intérieur d'une chambre protégée des rayons solaires, à une température inférieure à +25°C. Dans cette thèse, ces conditions ont été rigoureusement respectées. Les exigences d'entreposage sont définies dans les normes NF EN 12697-24, NF P 98-250-3 et NF P 98-261-1.

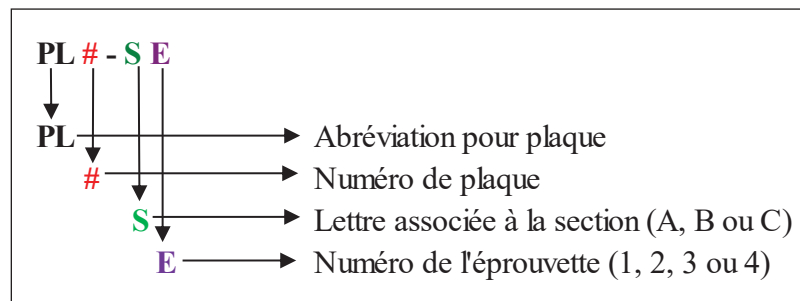


Figure 3.6 Nomenclature des éprouvettes provenant de plaques MLPC

3.3.5 Délai entre le carottage et la réalisation d'un essai

Dans le cadre de ce programme expérimental, treize plaques au total ont été fabriquées afin de réaliser l'ensemble des essais thermomécaniques. La production des plaques a été effectuée en suivant le planning des essais prévu, en respectant les temps de mûrissement et les périodes de repos minimales requises. En général, un délai minimum de 1 à 2 semaines a été respecté entre la période de carottage des plaques et la réalisation des essais. Cependant, dans certains cas, ce délai n'a pas pu être strictement respecté en raison de contraintes liées à la durée importante du projet et à la nécessité de respecter la planification établie, ainsi que des problèmes techniques rencontrés au cours de cette thèse.

Les normes LC 26-700, NF EN 12697-24, NF EN 12697-26, NF P 98-260-1, NF P 98-260-2 et NF P 98-261-1 ont été suivies pour les différentes étapes du processus expérimental. Les délais réels entre le carottage des éprouvettes et la réalisation de chaque essai sont précisés en ANNEXE IV pour chaque éprouvette.

3.3.6 Détermination de la densité brute et de la masse volumique des enrobés à chaud compactés

Pour déterminer la teneur en vides, il est nécessaire de mesurer la densité brute (d_{mb}) des éprouvettes. Dans le cadre de cette thèse, la densité brute a été déterminée en utilisant la méthode hydrostatique. Elle consiste à peser l'éprouvette à l'état sec dans l'air, puis à mesurer sa masse dans l'eau à une température de $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ après une immersion de trois à cinq minutes. Ensuite, l'éprouvette partiellement saturée superficiellement sèche (PSSS) est pesée dans l'air. La densité brute est calculée selon la formule suivante :

$$\text{Densité brute} = d_{mb} = \frac{A}{B - C} \quad (3.1)$$

Avec :

- A Masse dans l'air de l'éprouvette sèche (g)
- B Masse dans l'air de l'éprouvette PSSS (g)
- C Masse de l'éprouvette partiellement saturée dans l'eau (g)

Le pourcentage de vides se calcule ainsi (MTQ, 2015):

$$\text{vides}(\%) = 100\% \cdot \left(1 - \frac{d_{mb}}{d_{mm}}\right) \quad (3.2)$$

Dans le cadre de ce programme expérimental, la teneur en vides des carottes testées varie de 1,9 à 4,5 %. Au Québec, la teneur en vides requise sur site pour les couches d'enrobé bitumineux du revêtement est de 2 à 7 %, conformément aux spécifications du Cahier des Clauses et du Devis Général (CCDG) du Ministère des Transports et de la mobilité durable du Québec. Cette plage de teneur en vides est établie pour assurer des performances adéquates en termes de durabilité et de rigidité de l'enrobé bitumineux dans les conditions d'utilisation prévues sur les routes.

3.3.7 Collages des casques sur les éprouvettes

Pour fixer les casques en aluminium (\varnothing 80 ou 100 mm) aux extrémités planes des éprouvettes cylindriques, une colle époxy en gel, résistante à basse température, est utilisée. Plus précisément, le produit utilisé est le Sikadur 31 Hi-Mod Gel de Sika Canada. Le collage est réalisé à l'aide d'un banc de collage spécialement conçu pour centrer les casques d'aluminium sur les éprouvettes, tel que présenté dans la Figure 3.7. Le banc de collage est équipé d'une première partie mobile permettant de s'ajuster à la longueur des éprouvettes, ainsi que de deux plateaux mobiles à paroi inclinée assurant un centrage précis des éprouvettes par rapport au centre du casque.

Les travaux de M. Lamothe (2014) ont montré qu'il était compliqué d'obtenir un champ de déformation uniforme au début de la sollicitation mécanique lorsque le collage est effectué uniquement sur le banc de collage. C'est pour cette raison qu'une procédure de collage en deux étapes a été adoptée afin d'améliorer le processus de réalisation des essais mécaniques :

1. Premièrement, un casque est collé à une extrémité de l'éprouvette en utilisant le banc de collage. Cette étape nécessite au moins 4 heures pour permettre à la colle de sécher correctement, assurant ainsi un ancrage solide entre l'échantillon et ce casque ;
2. Deuxièmement, le casque situé à l'extrémité supérieure de l'éprouvette est collé directement sur la presse hydraulique en appliquant une force faible (40 N) pendant également 4 heures à température ambiante.

Cette méthode offre plusieurs avantages : Elle permet d'assurer une fixation robuste de chaque casque au système d'attache de la presse hydraulique, éliminant ainsi tout jeu mécanique ; Elle empêche aussi l'induction de contraintes de torsion sur l'éprouvette lors du serrage ; Enfin, elle garantit le parallélisme des casques, assurant ainsi un alignement presque parfait de l'échantillon avec la presse.

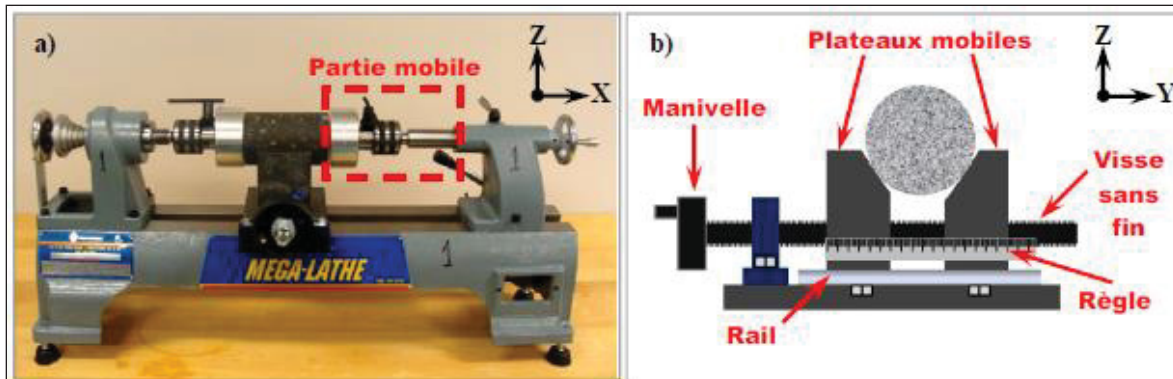


Figure 3.7 Banc de collage : a) image d'une vue dans le plan X-Z, b) Schématisation d'une vue dans le plan Y-Z. Tirée de Lamothe (2014, p. 99)

3.4 Instrumentation des éprouvettes

L'instrumentation des éprouvettes comprend l'utilisation d'extensomètres et de thermocouples pour mesurer le déplacement et la température des éprouvettes pendant les essais. Les extensomètres sont des dispositifs sensibles aux déformations qui sont fixés aux éprouvettes et permettent de mesurer avec précision les variations de longueur ou de déplacement de l'éprouvette lorsqu'elle est soumise à des charges mécaniques. Les thermocouples, quant à eux, sont des capteurs de température qui sont placés sur les éprouvettes pour mesurer la variation de température de surface de celle-ci au cours des essais.

Pour obtenir les mesures désirées, un courant électrique est appliqué aux extensomètres et aux thermocouples, ce qui permet de générer des signaux électriques proportionnels aux variations de déplacement et de température. Ces signaux sont ensuite enregistrés et traités par des systèmes de mesure appropriés, tels que des dispositifs d'acquisition de données, qui permettent d'obtenir des mesures précises et fiables du déplacement et de la température des éprouvettes pendant les essais. Ces mesures sont essentielles pour évaluer le comportement mécanique et thermique de l'enrobé et analyser les résultats expérimentaux.

3.4.1 Extensomètres

Les extensomètres utilisés sont des extensomètres en Invar de 50 mm (modèle 632.11F-90 de MTS) conçus pour mesurer le déplacement dans les éprouvettes. Leur plage de mesure est de $\pm 2000 \mu\text{m}$, ce qui signifie qu'ils peuvent détecter les variations de déplacement jusqu'à cette amplitude. Ils sont fixés au milieu de l'éprouvette à l'aide de couteaux placés à leurs pointes, assurant ainsi une fixation stable.

Avant leur utilisation, tous les extensomètres ont été étalonnés en utilisant une vis micrométrique mécanique graduée au $2 \mu\text{m}$ (modèle 650.03 de MTS). Lors de l'étalonnage, il est important de déplacer la vis dans le même sens (extension ou compression) afin d'éliminer toute erreur de mesure due à l'hystérésis spécifique aux extensomètres. La précision des extensomètres est de $\pm 1\%$ du déplacement appliqué, ce qui est valable même pour les déplacements aussi faibles que $1/50^{\text{ème}}$ de la plage de mesure. La norme ASTM E83-10a fournit des lignes directrices détaillées sur la vérification des extensomètres, garantissant ainsi leur fiabilité et leur précision dans les mesures effectuées pendant les essais.

On considère généralement que l'amplitude minimale de déplacement que l'on peut mesurer avec un capteur de déformation est égale à 5 fois sa précision (Delaporte, 2006). Les extensomètres permettent ainsi de mesurer au mieux des déplacements d'amplitude $2,5 \mu\text{m}$.

3.4.2 Thermocouples

Le thermocouple, servant de capteur de mesure de la température, est disposé en contact direct avec l'enrobé, au milieu de l'éprouvette, sur sa surface. Pour chaque essai, un ensemble de trois thermocouples est employé et placé autour de l'éprouvette, à coté de chaque extensomètre. Dans les presses MTS 810 et MTS 370, une sonde thermique de type PT 100 est positionnée afin de mesurer la température de l'enceinte thermique. Ces sondes affichent une précision de $\pm 1 \text{ C}$. Pour garantir l'exactitude des résultats, l'étalonnage des thermocouples est effectué à trois températures distinctes (-25 , 0 et 25°C), dans un bain d'eau ou un mélange eau-alcool.

3.4.3 Presse hydraulique

L'application des sollicitations mécaniques sur les éprouvettes, telles que la force, le déplacement ou la déformation, requiert l'emploi d'une presse hydraulique. La force est régulée par une cellule de charge, le déplacement par un vérin hydraulique et la déformation est contrôlée par des capteurs externes tels que les extensomètres ou les jauges de déformations.

Dans le cadre de ce programme expérimental, deux presses de la marque MTS sont utilisées : les modèles MTS 810 et MTS 370 LANDMARK. Ces presses sont actionnées par une pompe hydraulique et dotées de servovalves, permettant l'obtention de signaux adéquats pour la fréquence et l'amplitude de sollicitation. Les paramètres d'asservissement, signifiés par les lettres P, I, D et F – correspondant au gain Proportionnel, au taux de Dérive, à l'Intégration et au Feed forward (anticipation) – sont optimisés pour les enrobés bitumineux.

Les éprouvettes sont placées dans les presses MTS, et les systèmes de pilotage de ces presses sont configurés pour lire les données des extensomètres et effectuer l'acquisition des mesures correspondantes. Les deux presses sont équipées d'enceintes thermiques et d'un système d'acquisition et de pilotage comprenant un contrôleur avec le logiciel Testware. Une photo de la presse MTS 810 est représentée dans la Figure 3.8. Les charges maximales des presses MTS 810 et MTS 370 sont respectivement de 100 kN et 25 kN. Cependant, les deux cellules de charge sont paramétrées pour une capacité de 25 kN afin d'obtenir une meilleure précision pour les essais. Le système d'acquisition (et le contrôleur) des presses est configuré pour enregistrer les données de temps, de force, de déplacement du vérin, des trois extensomètres, des températures et du nombre de cycles de sollicitation, entres autres.

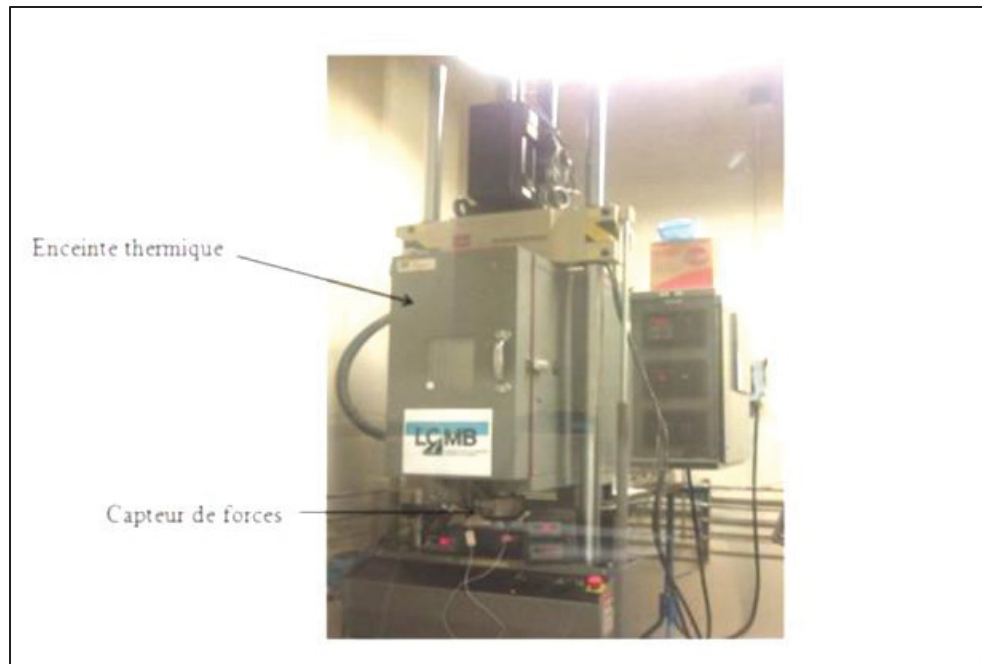


Figure 3.8 Presse MTS 810 installée au laboratoire LCMB à l'ÉTS

Enfin, les cellules de charge des presses ont une précision de $\pm 1\%$ de la force appliquée. Cette précision est garantie pour une force aussi faible que $1/50^{\text{ème}}$ de la plage de mesure des cellules. Il convient de noter que la précision des cellules de charge a été vérifiée conformément à la norme ASTM E4-10.

3.4.4 Enceinte thermique

Lors de la sollicitation mécanique, l'éprouvette est située dans une enceinte thermique pour réguler sa température. Le contrôle thermique est assuré par le logiciel Labview®, avec une sonde placée dans l'enceinte et reliée à un ordinateur pour contrôler et enregistrer la température.

La presse MTS 810 est équipée d'une enceinte thermique fabriquée par Tenney Environmental - Lunaire Limited, modèle BTS-1.5-TT, ayant une capacité de 3,0 kW. Cette enceinte thermique possède une plage de fonctionnement de -34 à $+100$ °C, qui peut être étendue à -70 à $+100$ °C lorsqu'elle est utilisée avec de l'azote liquide. Un ventilateur situé à l'arrière et en haut de l'enceinte assure la répartition et l'homogénéisation de la température. La régulation de

la température interne de l'enceinte est assurée par un thermocouple, de précision $\pm 1,0^{\circ}\text{C}$, stratégiquement placé à l'entrée d'air de l'enceinte.

L'enceinte de la presse MTS 370 Landmark est alimentée par de l'air pulsé provenant d'une enceinte thermique indépendante, de modèle ET8-2-2-AC-ECA de l'entreprise Envirotronics. Elle est dotée de deux compresseurs en cascade permettant d'atteindre de très basses températures. Sa plage d'utilisation s'étend de -60 à $+177^{\circ}\text{C}$. Un thermocouple, placé à la sortie du conduit qui évacue l'air de l'enceinte de la presse, contrôle la température dans l'enceinte thermique. La précision de ce thermocouple est également de $\pm 1,0^{\circ}\text{C}$.

En dernier lieu, l'étalonnage de l'enceinte est effectué à l'aide de thermocouples préalablement calibrés. Les thermocouples sont répartis à travers le volume de l'enceinte de la manière suivante : huit d'entre eux sont disposés à 20 cm de chaque coin, et un autre se trouve au centre, tous étant à égale distance des parois. Cette méthode d'étalonnage est inspirée de la norme NF X 15-140, qui est progressivement remplacée par la norme internationale CEI 60068-3-11.

3.4.5 Pilotage, acquisition et traitement des données

Le pilotage est assuré par le logiciel TestWare® à partir d'un ordinateur connecté à la presse MTS. Ce logiciel permet de générer des signaux qui transmettent divers types de fonctions à la presse (sinusoïdales, carrées, triangulaires), en précisant l'amplitude et la fréquence du signal. Le mode de pilotage de la presse peut varier en fonction de la température de l'échantillon : mode de force, mode de déplacement ou mode de déformation.

L'acquisition est également réalisée par le logiciel TestWare® qui enregistre, à chaque intervalle de temps défini par l'opérateur, plusieurs données numériques, comme la force, les déformations mesurées par les extensomètres, ou encore la température détectée par les capteurs de température. À chaque sollicitation, le logiciel est programmé pour enregistrer 100 points par cycle. Ces données, désignées sous l'appellation de "Données brutes", sont regroupées dans un fichier Excel, sous forme de dix colonnes incluant : le temps, la force

enregistrée par le capteur de force, les déplacements mesurés par les extensomètres, la température moyenne et le nombre de cycles de sollicitations (cf. Figure 3.9).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	TWSX , - : 2 1 E 2 A										
2	Test Control			Started			Time:	0,016633661			
3		Calendar Time:		19/08/2028 20:59							
4		File Name:		E:\Procedures\Fatigue\FATIGUE\CONTROLE+ACQUISITION (10 degC-10Hz)\acquis Fatigue 10Hz_LCMB2018.000							
5		Procedure Name:		acquis Fatigue 10Hz_LCMB2018 Default Procedure							
6		Operator:		MTS							
7		Teststar Config:		E:\Procedures\Fatigue\FATIGUE\MTS810-100_FATIGUE 20180309.tcc							
8											
9	DRP Process Data			acquisition de donees 1-1k			Time:	7217,0254			
10	Time	Force	ext50-4224	ext50-4955	ext50-5832	SRTD-810-1(C	SRTD-810-2(C	SRTD-810-3(C	SRTD(C) moye	Axial Segments	
11	Sec	N	micron	micron	micron	deg_C	deg_C	deg_C	deg_C	cycles	
12	7193,2822	-569,31415	-0,93969095	-0,68651396	-0,88047814	10,658368	10,750393	10,804322	10,737694	6,5	
13	7193,2837	-421,07004	-0,60357922	-0,57447213	-0,65636057	10,650139	10,754497	10,812556	10,739064	6,5	
14	7193,2842	-313,33453	-0,71561646	-0,35038865	-0,54430175	10,658368	10,754497	10,808435	10,740433	6,5	
15	7193,2856	-170,26173	-0,71561646	-0,35038865	-0,32018411	10,662482	10,7586	10,812556	10,744546		7
16	7193,2866	-72,86882	-0,49154201	-0,35038865	-0,43224296	10,666604	10,766815	10,820783	10,7514		7
17	7193,2876	85,717888	-0,37950477	-0,12630516	-0,32018411	10,662482	10,766815	10,820783	10,750027		7
18	7193,2886	177,93948	-0,49154201	-0,35038865	-0,20812534	10,666604	10,766815	10,824896	10,752772		7
19	7193,2896	331,35489	-0,1554303	-0,23834687	0,015992265	10,662482	10,766815	10,816669	10,748656		7
20	7193,2905	425,30026	-0,26746753	-0,014263323	-0,096066572	10,662482	10,762712	10,820783	10,748658		7
21	7193,2915	570,0968	-0,1554303	-0,12630516	0,24010994	10,666604	10,762712	10,816669	10,748662		7
22	7193,2925	670,93732	0,18068142	0,097778395	0,35216865	10,670719	10,762712	10,820783	10,751404		7
23	7193,2935	807,97687	0,068644181	0,32186195	0,35216865	10,666604	10,762712	10,812556	10,747291		7
24	7193,2944	897,61279	0,40475589	0,20982012	0,35216865	10,662482	10,750393	10,816669	10,743182		7
25	7193,2954	1027,7574	0,51679319	0,43390366	0,46422747	10,658368	10,754497	10,804322	10,739062		7
26	7193,2964	1108,7744	0,51679319	0,20982012	0,35216865	10,658368	10,746282	10,808435	10,737695		7
27	7193,2974	1229,4384	0,51679319	0,43390366	0,57628632	10,654253	10,746282	10,808435	10,736323		7
28	7193,2983	1309,5934	0,62883037	0,43390366	0,68834502	10,658368	10,754497	10,804322	10,739062		7

Figure 3.9 Capture d'écran d'un fichier Excel de données brutes d'essai de fatigue

Le fichier contenant les données brutes est ensuite analysé à l'aide de macros Excel programmées en Visual Basic for Applications (VBA). Ces macros fonctionnent par calcul itératif, en utilisant la méthode des moindres carrés sur des sections de deux cycles consécutifs, soit 200 points. L'objectif est d'obtenir une fonction sinusoïdale approchée parfaitement superposée aux points mesurés expérimentalement (cf. Figure 3.10), selon la relation type suivante :

$$X(t) = X_0 + X_A \sin(\omega t + \phi_E) \quad (3.3)$$

Avec

X Signal de contrainte de force ou de déplacement

X₀ Moyenne du signal X

X_A Amplitude du signal X

- ω Pulsation en rad. s⁻¹
 ϕ retard temporel ou angle de phase

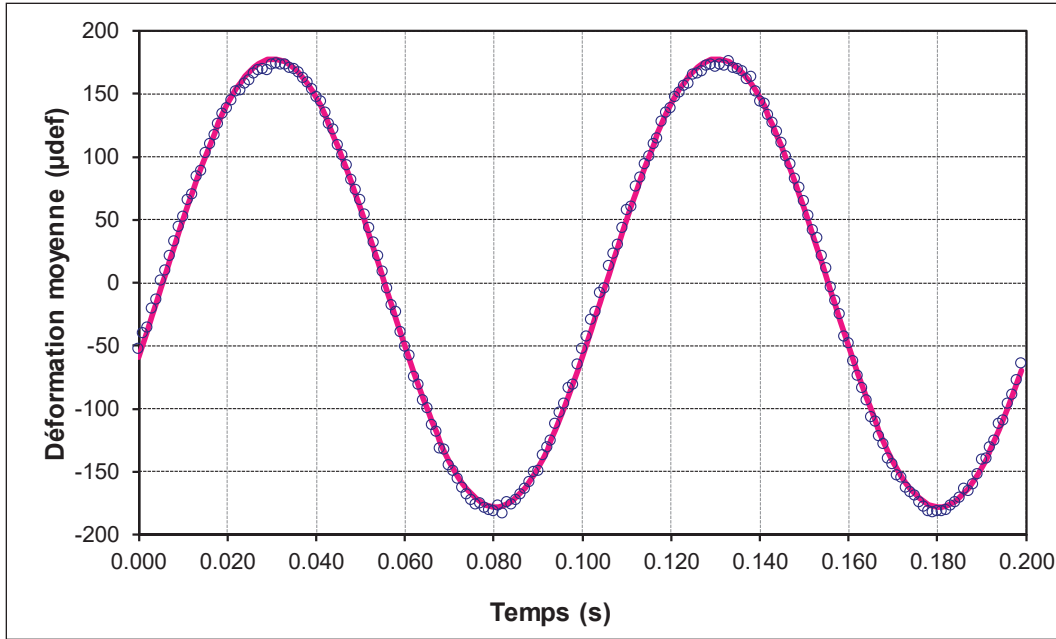


Figure 3.10 Exemple de signal de déformation moyenne (signal discret) approché par la méthode des moindres carrés (signal continu)

Chaque ensemble de 200 points est évalué par un critère de qualité, noté IQ_X , qui permet d'évaluer l'écart relatif entre les points expérimentaux de la grandeur X (déformation ou contrainte, entre autres) et la sinusoïde des moindres carrés. L'expression de IQ_X (en pourcentage) est donnée par l'équation (3.4). X_i^m désigne la grandeur mesurée au point d'acquisition i ($i \in [0 ; 200]$), X_i^c représente la grandeur calculée (moindres carrés) et A_i^c indique l'amplitude de la grandeur sur les 200 points.

$$IQ_X = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{200} \frac{|X_i^m - X_i^c|}{A_i^c} \quad (3.4)$$

3.5 Caractérisation thermomécanique

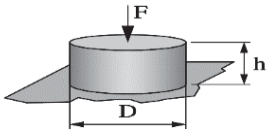
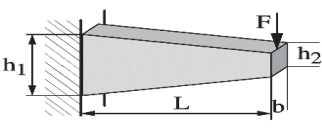
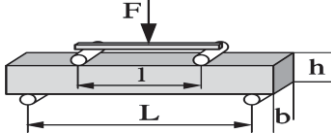
La caractérisation thermomécanique vise à élucider le comportement mécanique d'un matériau sous diverses sollicitations et conditions thermiques. Dans cette thèse, deux types d'essais sont mis en œuvre : l'essai de détermination du module complexe (E^*) et l'essai d'évaluation de la résistance en fatigue. Ces tests sont indispensables à l'intégration de l'EME-14 dans les méthodes de dimensionnement mécaniste-empirique.

3.5.1 Détermination du module complexe (E^*) de l'enrobé

La détermination du module complexe d'un enrobé a pour objectif de caractériser sa rigidité en fonction de la température et de la fréquence de sollicitation. Dans le cadre de ce travail, le module complexe de l'EME-14 a été déterminé à partir d'éprouvettes issues de plaques MLPC.

Plusieurs types d'essais peuvent être réalisés pour déterminer le module complexe (E^*). Le Ministère des Transports et de la mobilité durable du Québec (MTMD), ainsi que le Laboratoire sur les chaussées et matériaux bitumineux (LCMB) de l'École de technologie supérieure (ÉTS) recommandent un essai de traction-compression sur une éprouvette cylindrique non confinée pour la détermination du module complexe (E^*). La nature homogène de l'essai garantit l'uniformité des contraintes et des déformations dans la zone centrale de l'éprouvette (H. M. Nguyen, Pouget, Di Benedetto, & Sauzéat, 2009; Maï Lan Nguyen, 2009). L'essai est réalisé en contrôle de déformation, avec des sollicitations axiales alternées de type traction-compression, centrées à zéro sous un chargement sinusoïdal. Par ailleurs, le module complexe peut aussi être établi via des essais de flexion, tels que l'essai de flexion à 2-points ou à 4-points. Le Tableau 3.9 présente un récapitulatif des essais de module complexe utilisés dans le projet RDC2. À noter que la majorité des essais de module complexe ont été réalisés selon un essai de traction-compression. Ce dernier est présenté en détail dans la section suivante.

Tableau 3.9 Récapitulatif des essais de module complexe utilisés dans ce projet
Adapté de Di Benedetto et al. (2005, p. 14) (Schémas de principe)

Essai	Traction-compression (TC)	Flexion 2-points (2-PB)	Flexion 4-points (4-PB)
Norme	LC 26-700	NF P98-260-2	EN 12697-26
Pays	Canada	France	États-Unis
Schéma de principe			
Type de chargement	Sinusoïdal	Sinusoïdal	Sinusoïdal
Température d'essai (°C)	-20, -10, 0, 10, 20, 30, 40	-10, 0, 10, 15, 20, 30	4, 20, Température haute
Fréquence d'essai (Hz)	0,1 ; 0,3 ; 1 ; 3 ; 10	1 ; 3 ; 10 ; 30	0,01 ; 0,1 ; 1 ; 10

3.5.1.1 Réalisation de l'essai de module complexe (E^*)

L'essai de module complexe est effectué conformément à la méthode d'essai LC 26-700 : « Détermination du module complexe des enrobés ».

L'essai permet de déterminer la valeur de E^* en utilisant un équipement de traction-compression (TC) sur des éprouvettes cylindriques. La contrainte axiale est appliquée en extension-contraction sous la forme d'une sollicitation sinusoïdale, et la déformation axiale est mesurée en trois points dans la partie centrale de l'éprouvette. Le module complexe est déterminé à des températures allant de -30°C à 40°C par balayage de fréquences (10, 3, 1, 0,3, 0,1 et 0,03 Hz dans cet ordre), comme indiqué par le Ministère des Transports et de la mobilité durable du Québec. Par ailleurs, les chargements cycliques sinusoïdaux sont effectués en contrôle de déformation centré sur zéro.

Le niveau de déformation recommandé pour l'essai du module complexe est de 50×10^{-6} m/m, ce qui assure une mesure de E^* dans le domaine viscoélastique linéaire (VEL) (J.F. Corté & Di Benedetto, 2004). Le Tableau 3.10 présente l'amplitude des déformations en fonction des températures d'essai.

Tableau 3.10 Récapitulatif des déformations imposées lors de l'essai de Module complexe selon la température d'essai

Températures d'essai (°C)	Déformation imposée ($\mu\text{m/m}$)
-20 ; -30	30
-10	40
0; 10; 20; 30; 40	50

Le nombre de cycles est également limité au minimum pour éviter l'endommagement du matériau par fatigue (Delaporte, 2006). De plus, des temps de repos sont prévus à chaque fréquence, après la réalisation des sollicitations, pour permettre au matériau de récupérer. Cette phase de récupération est essentielle pour éviter que le matériau ne soit soumis à une fatigue excessive, ce qui pourrait compromettre l'intégrité de l'essai et la précision des résultats. Ces dispositions contribuent à assurer que les résultats de l'essai du module complexe soient à la fois précis et représentatifs du comportement réel du matériau sous différentes conditions de charge et de température. Le Tableau 3.11 présente le nombre de cycles en fonction de la fréquence d'essai.

Tableau 3.11 Nombre de cycles maximal par fréquence pour l'essai de Module complexe

Fréquence d'essai (Hz)	Nombre de cycles	Temps de repos entre les sollicitations (s)
0,03	4	400
0,1; 0,3; 1	10	300; 100; 30
3	30	30
10	100	30

Pour garantir une température uniforme à travers l'éprouvette, un pré-conditionnement de 4 heures est effectué à la température cible avant le début d'une séquence de sollicitations. Cette étape de pré-conditionnement est importante pour assurer que l'éprouvette atteigne une température stable à travers toute sa masse avant le début des essais, ce qui contribue à la fiabilité des résultats. De plus, le changement de température est effectué à un taux de 10°C par heure. Ce taux de changement de température est choisi pour permettre un ajustement en douceur de la température de l'éprouvette, évitant ainsi des gradients de température importants qui pourraient potentiellement influencer les résultats des essais.

3.5.1.2 Modélisation 2S2P1D des résultats de module complexe (E^*)

Les résultats de l'essai de module complexe sont modélisés par le modèle rhéologique 2S2P1D. La calibration du modèle 2S2P1D vise à minimiser l'erreur entre les données expérimentales et les prédictions du modèle, grâce à l'ajustement des sept paramètres de base : E_0 , E_{00} , k , h , β , δ et τ_{0E} , ainsi que les coefficients C_1 et C_2 de la loi WLF. Pour déterminer ces paramètres, plusieurs graphiques sont utilisés, notamment ceux du plan Cole-Cole, de l'espace de Black, de la courbe maîtresse, des courbes isothermes et de la fonction de transfert en fonction de la température. Les paramètres du modèle sont optimisés à l'aide d'une feuille de calcul Excel et de ses outils de résolution. La Figure 3.11 illustre l'influence de chaque paramètre du modèle 2S2P1D sur la forme de la courbe dans le plan Cole-Cole, permettant ainsi une meilleure compréhension et un ajustement plus précis des paramètres du modèle.

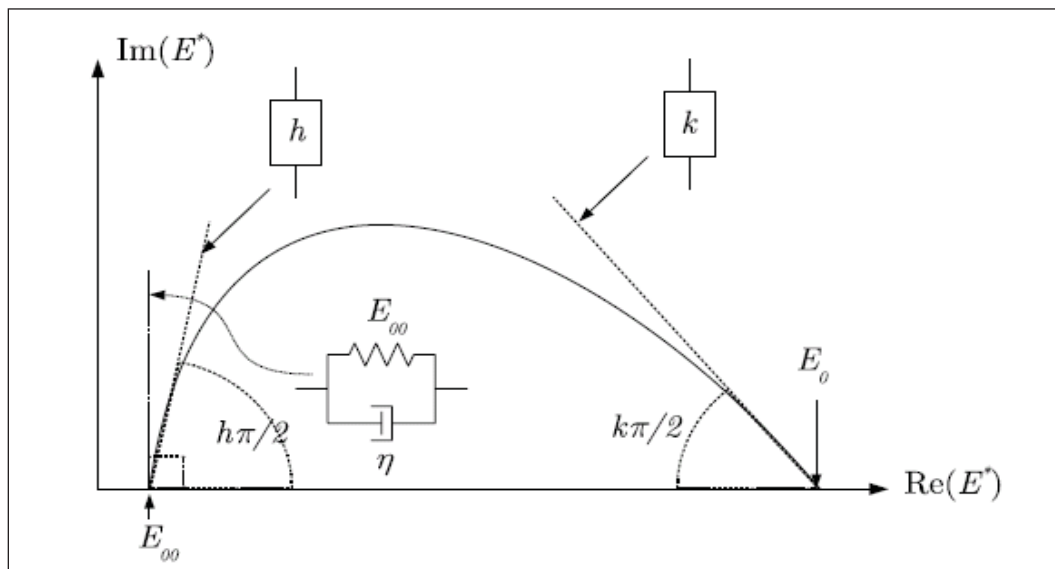


Figure 3.11 Influence des paramètres du modèle 2S2P1D sur la courbe du module complexe dans le plan Cole-Cole
Tirée de Olard (2003, p. 113)

Les différents paramètres du modèle 2S2P1D sont définis de la manière suivante :

Module statique E_{00} : Il correspond au module dynamique à très haute température ou à très faible fréquence. Sa valeur est déterminée à partir du plan Cole-Cole où le comportement du matériau tend vers une viscosité pure avec un angle de phase maximal. Pour les bitumes, E_{00} est nul. Pour les enrobés, en revanche, le squelette granulaire offre une rigidité ($E_{00} > 0$ MPa).

Module vitreux E_0 : Il s'agit du module dynamique à très basse température ou à très haute fréquence. Il est également déterminé à partir du plan Cole-Cole, où le matériau tend vers un comportement élastique pur avec un angle de phase nul.

Constantes h et k : Ces constantes influencent les pentes du modèle 2S2P1D dans le plan Cole-Cole. La constante h ajuste la pente du côté gauche (températures élevées), tandis que la constante k ajuste la pente du côté droit (températures basses).

Constante δ : Cette constante permet d'ajuster le point d'apogée de la courbe dans le plan Cole-Cole.

Paramètre β : Ce paramètre caractérise le comportement visqueux du bitume à haute température.

Constante de temps τ_{0E} : Cette constante s'ajuste à chaque isotherme ($\tau_E(\theta)$) et s'exprime en fonction de la fonction de translation $a_{TE}(\theta)$, laquelle est déterminée à partir des constantes C_1 et C_2 ainsi que de la température, selon la loi WLF. Par conséquent, la constante de temps τ_E devient, de fait, fonction de la température.

3.5.2 Détermination de la résistance à la fatigue des enrobés

La résistance en fatigue d'un enrobé bitumineux fait référence à sa capacité à supporter des sollicitations répétées sans subir de ruptures (Baaj, 2002; Lamothe et al., 2020; Tayebali et al., 1994). Ces sollicitations répétées sont de faible intensité et ne sont pas suffisantes pour provoquer la rupture de l'éprouvette. L'objectif est de déterminer la durée de vie en fatigue de l'enrobé, exprimée en nombre de cycles de sollicitations nécessaires pour provoquer la rupture de l'éprouvette testée.

Les essais de fatigue sont généralement conduits en maintenant une déformation/déplacement (ou contrainte/force), une température et une fréquence fixes pendant toute la durée de l'essai. Ces essais sont répétés pour plusieurs niveaux de déformations, avec plusieurs répétitions à chaque palier de déformation. En accumulant les résultats, il est possible de construire la loi de fatigue, également connue sous le nom de loi de Wöhler, en l'honneur de son inventeur August Wöhler (1870).

Dans le cadre de cette thèse, la résistance à la fatigue de l'EME-14 a été déterminée en utilisant trois types d'essais pour satisfaire aux exigences des différents logiciels de dimensionnement de chaussée ME:

- Essai de traction-compression (TC).
- Essai de flexion à deux points (2-PB) (Alizé - LCPC).
- Essai de flexion à quatre points (4-PB) (AASHTOWare Pavement ME Design).

L'essai TC a été réalisé au LCMB, tandis que les essais 2-PB et 4-PB ont été effectués au laboratoire de recherche d'Eurovia à Mérignac, en France. Les procédures expérimentales de ces essais sont présentées dans les sections suivantes.

3.5.2.1 Essai de traction-compression TC

Procédure expérimentale

L'instrumentation mise en place pour l'essai de traction-compression directe (TC) est présentée dans la Figure 3.12. Dans cette configuration, les trois extensomètres sont soigneusement installés sur l'éprouvette au milieu de celle-ci, et ils sont disposés autour de l'éprouvette avec un espacement de 120° pour assurer une répartition équilibrée des mesures. La déformation moyenne des extensomètres est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{\text{ext moy}} = \sum_{i=1}^3 \varepsilon_{\text{ext } i} = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (3.5)$$

Les extensomètres ont les caractéristiques suivantes :

- une longueur initiale $l_0 = 50\text{mm}$;
- une précision de mesure de déplacement de $\pm 0.5\mu\text{m}$;
- une plage de mesure de $-2000\mu\text{m}$ à $+2000\mu\text{m}$.

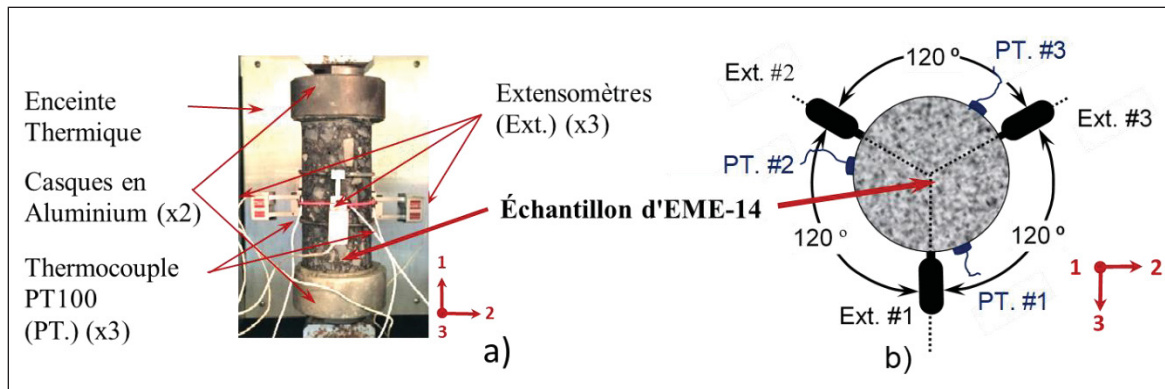


Figure 3.12 Dispositif pour l'essai de traction-compression : a) image du dispositif global et b) vue supérieure d'un échantillon instrumenté

L'enceinte thermique et les trois capteurs de température jouent un rôle essentiel dans le contrôle précis de la température de l'éprouvette pendant l'essai. Ces dispositifs permettent de maintenir l'éprouvette à une température environnante constante tout au long de l'essai. Avant de procéder à la caractérisation, l'éprouvette est soigneusement conditionnée à la température d'essai pendant une période de quatre heures (4h).

L'acquisition de données est effectuée pour obtenir 100 points de mesure par cycle de sollicitation. La cadence d'acquisition des données varie au cours de l'essai. En début d'essai, une fréquence d'acquisition plus rapide est nécessaire, tandis que plus le nombre de cycles augmente, plus la fréquence d'acquisition diminue. Le Tableau 3.12 présente la fréquence d'acquisition et le nombre de cycles enregistrés en fonction des différentes plages de cycles.

Tableau 3.12 Cycles enregistrés lors de l'essai de fatigue

Plage de cycles (N)	Fréquence d'acquisition	Nombre de cycles enregistrés par plage
1 à 120	tous les cycles	120
120 à 1 000	une mesure tous les 20 cycles	110
1 000 à 10 000	une mesure tous les 150 cycles	150
10 000 à 100 000	une mesure tous les 1 000 cycles	225
100 000 à 300 000	une mesure tous les 2 500 cycles	200
Après 300 000	une mesure tous les 5 000 cycles	jusqu'à la fin de l'essai

Le système d'acquisition de données et le logiciel utilisé (Testware, MTS) permettent de recueillir les paramètres suivants :

1. Le temps (t).
2. La force (F), à partir de laquelle la contrainte (σ_a) est calculée en prenant en compte la surface de l'éprouvette, déterminée par la mesure du diamètre de l'éprouvette (d).
3. Le déplacement axial Δ_{hi} des trois extensomètres ($i = 1, 2$ ou 3) permet de calculer les déformations axiales ϵ_{axi} de l'éprouvette en considérant la distance de mesure des extensomètres, notée " h_0 ". Pour les extensomètres de 50 mm, la distance " h_0 " est égale à 50 mm.
4. La déformation axiale moyenne $\epsilon_{ext-moy}$ de l'éprouvette, mesurée par les extensomètres, est calculée en prenant la moyenne des trois extensomètres.
5. La température est mesurée à l'aide de la sonde PT100 et/ou du thermocouple.
6. Le numéro du cycle est également enregistré pour suivre la progression de l'essai.

Traitement Des Données

Les données recueillies dans les essais de fatigue ne sont pas immédiatement exploitables. Elles nécessitent en réalité deux phases distinctes de traitement avant d'aboutir aux représentations graphiques utilisés pour la validation et l'analyse de ces essais. Ces phases incluent le traitement des signaux, suivi du calcul des caractéristiques mécaniques.

Traitement des signaux

Le traitement des signaux a pour but de convertir les données brutes, généralement discrètes et déviées de la forme sinusoïdale attendue en raison des imperfections des presses et de la non-linéarité du comportement, en un signal sinusoïdal continu. Cela est réalisé en utilisant la méthode des moindres carrés. Cette procédure est semblable à celle utilisée dans l'essai du module complexe, comme décrit dans le paragraphe 3.4.5.

Calcul des caractéristiques mécaniques

Suite au traitement des signaux, nous procédons au calcul des caractéristiques mécaniques. Ces caractéristiques, dérivées des signaux traités par la méthode des moindres carrés, sont utilisées

pour la représentation graphique des résultats de l'essai de fatigue. Pour chaque signal traité, nous déterminons son amplitude, sa valeur moyenne et son angle de phase. Les paramètres calculés sont les suivants :

- $\sigma_a, \sigma_0, \phi_\sigma$ pour le signal de contrainte
- $\varepsilon_a, \varepsilon_0, \phi_\varepsilon$ pour le signal de déformation moyenne des trois extensomètres
- $\varepsilon_{ai}, \varepsilon_{0i}, \phi_{\varepsilon i}$ pour le signal de déformation de chaque extensomètre, $i=1$ à 3

Ces valeurs calculées de contrainte et de déformation sont ensuite utilisées, sous l'hypothèse d'un comportement linéaire de l'EME-14, pour déterminer le module complexe E^* et l'énergie dissipée par cycles de chargement (W_N), définies comme suit :

- $|E^*| = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a}$ La norme du module complexe
- $\phi = \phi_\sigma - \phi_\varepsilon$ L'angle de phase, qui représente de déphasage entre le signal de contrainte et de la déformation moyenne
- $E_1 = |E^*| \times \cos(\phi_E)$ et $E_2 = |E^*| \times \sin(\phi_E)$ composante réelle et imaginaire de E^*
- $W_N = \pi \times \sigma_a \times \varepsilon_a \times \sin(\phi_E)$ L'énergie dissipée par cycle de chargement sinusoïdal

Les paramètres calculés sont regroupés dans un fichier récapitulatif appelé "résultats de l'essai". Ce fichier synthétise toutes les données nécessaires pour construire les représentations graphiques utilisées pour la validation et l'analyse des essais de fatigue. Chaque ligne du fichier contient, entre autres, les informations suivantes :

- Numéro de cycle traité (N).
- Amplitude du signal de contrainte σ_a .
- Amplitude du signal de déformation ε_a .
- La valeur moyenne de la contrainte (centre du signal de contrainte) σ_0 .
- La valeur moyenne de la déformation (centre du signal de déformation) pour les trois extensomètres et pour la déformation moyenne $\varepsilon_0, \varepsilon_{0i}$.
- Module du module complexe E^* .
- Angle de phase ϕ_E .

- Amplitudes des signaux de déformation pour les trois extensomètres ε_{ai} .
- Les composantes E_1 et E_2 du module complexe.
- L'énergie dissipée par cycle par cycle de chargement W_N .
- L'écart des amplitudes de déformation pour les trois extensomètres par rapport à la déformation moyenne $\frac{(\varepsilon_{ai}-\varepsilon_a)}{\varepsilon_a} \times 100\%$.
- La température θ .
- L'échauffement (ou le refroidissement) $\Delta\theta$.

Ceci offre une approche rigoureuse et standardisée pour l'analyse des essais de fatigue, permettant une comparaison et une interprétation précises des résultats.

Présentation graphique des résultats

La visualisation graphique des résultats des essais de fatigue représente un outil puissant pour la validation et l'analyse de ces tests. En exploitant les données compilées dans le fichier des résultats de l'essai, une douzaine de courbes peuvent être générées pour illustrer l'évolution des caractéristiques mécaniques en fonction du nombre de cycles. Ces courbes ne fournissent pas seulement des informations sur l'apparition et la progression des fissures autour de l'éprouvette, mais elles permettent aussi de déterminer la durée de vie en fatigue des échantillons et, par conséquent, de construire les lois de Wöhler. Dans cette optique, les courbes suivantes sont utilisées :

- $(E-N)$: la courbe d'évolution du module en fonction du nombre de cycles.
- $(\phi_E - N)$: la courbe d'évolution de l'angle de phase en fonction du nombre de cycles.
- $(W_N - N)$: la courbe d'évolution de l'énergie dissipée par cycle de sollicitation en fonction du nombre de cycles.
- $(\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{W_N} - N)$: la courbe d'évolution de l'énergie accumulée normalisée par l'énergie dissipée au cycle traité.
- $(\sigma_0 - N)$: la courbe d'évolution du centre de contrainte (valeur moyenne) en fonction du nombre de cycles.
- $(\varepsilon_{0i} - N)$ et $(\varepsilon_0 - N)$: les courbes d'évolution du centre de déformation pour les trois extensomètres et de la déformation moyenne, en fonction du nombre de cycles.

- $(\sigma_a - N)$: la courbe d'évolution de l'amplitude de contrainte en fonction du nombre de cycles.
- $(\varepsilon_{ai} - N)$ et $(\varepsilon_a - N)$: les courbes d'évolution de l'amplitude de déformation pour les trois extensomètres et de l'amplitude la déformation moyenne, en fonction du nombre de cycles.
- $(E - \phi_E)$: la courbe d'évolution du module en fonction de l'angle de phase (Espace de BLACK).
- $(\Delta\varepsilon_{ai} - N)$: les courbe d'évolution des écarts moyens de l'amplitude de déformation des trois extensomètres par rapport à l'amplitude de la déformation moyenne en fonction du nombre de cycles.
- $(\theta - N)$: la courbe d'évolution de la température en fonction du nombre de cycles.

L'utilisation de ces courbes pour la validation et l'analyse des essais de fatigue est discuté en profondeur dans le chapitre 4.

3.5.2.2 Essai de flexion deux points 2-PB

Présentation de l'essai

L'essai 2-PB applique une sollicitation sinusoïdale continue sur la partie supérieure d'une éprouvette de forme trapézoïdale, fixé entre des plaques métalliques au sommet et à la base. L'éprouvette est disposée verticalement en porte-à-faux, avec une déformation sinusoïdale constante appliquée au sommet tandis que la base reste fixe. La Figure 3.13 présente une image du dispositif expérimental de l'essai 2-PB ainsi qu'une représentation schématique d'une poutre trapézoïdale.

La rupture se produit généralement à environ un tiers de la hauteur de l'échantillon, à partir de la base, où la contrainte de traction est maximale (cf. Figure 3.14) (EN 12697-24 et EN 12697-26).

La rigidité initiale de l'échantillon est généralement mesurée entre le 50^{ème} et la 100^{ème} cycle de chargement. En Général, l'essai de fatigue s'achève lorsque la rigidité a diminué de moitié par rapport à sa valeur initiale (G. Rowe, 1993; Tayebali et al., 1994).

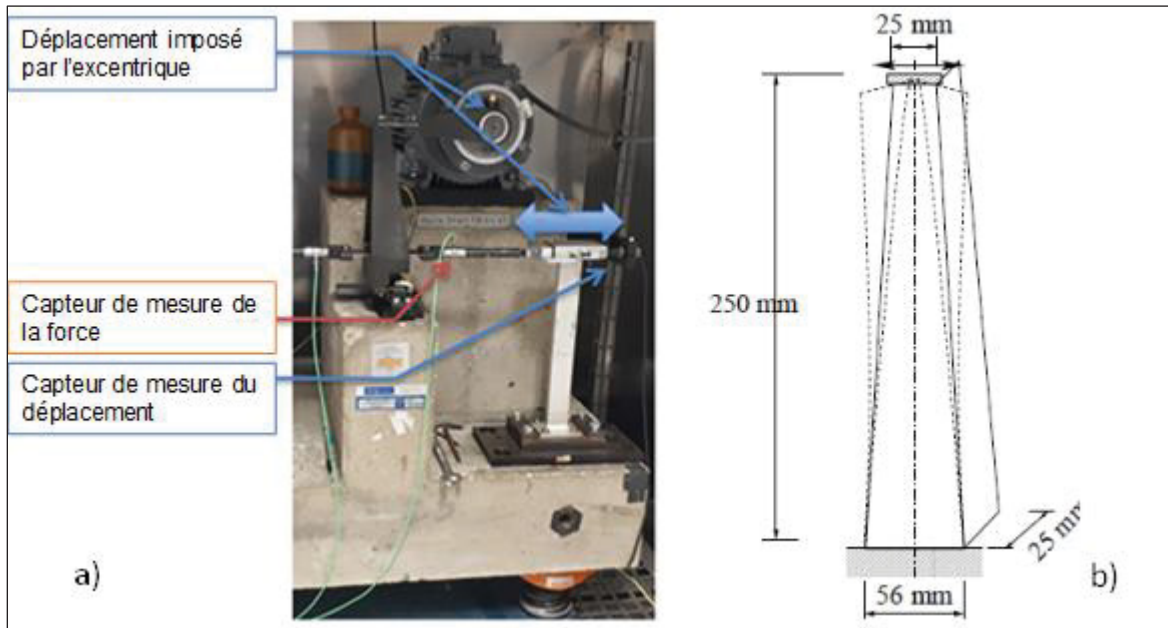


Figure 3.13 Essai de fatigue 2-PB : a) Dispositif expérimental au centre de recherche de Mérignac en France ; b) Schéma descriptif des dimensions de la poutre trapézoïdale

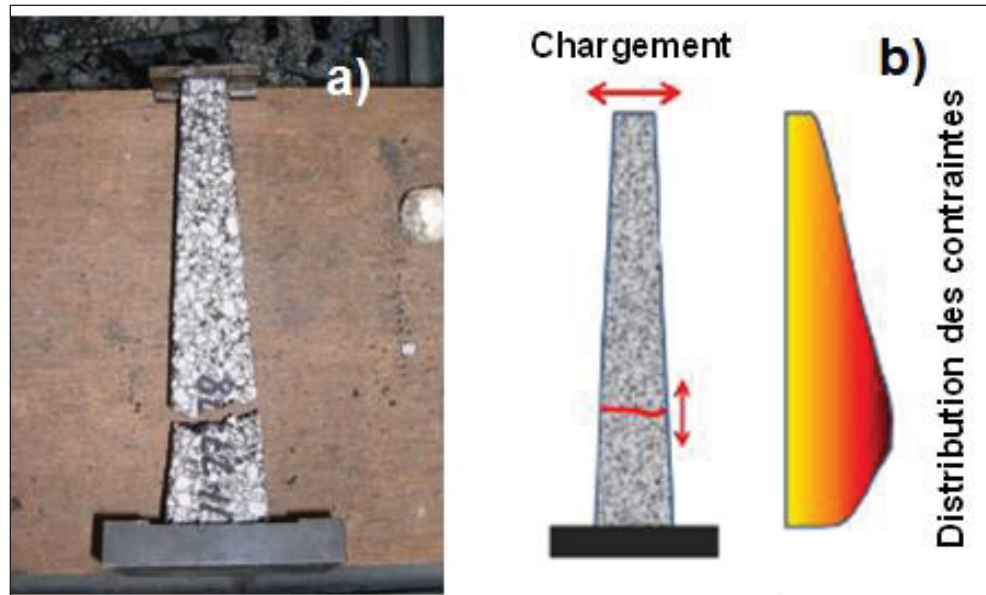


Figure 3.14 a) Image d'un échantillon trapézoïdale fissuré ; b) Distribution des contraintes dans une poutre trapézoïdale
Adaptée de Maggiore (2012, p.173)

Fabrication des poutres trapézoïdales

Les poutres trapézoïdales sont confectionnées à partir d'une plaque compactée au MLPC, puis découpés à l'aide d'une scie à maçonnerie et d'un dispositif de serrage spécialement conçu pour obtenir la forme souhaitée. La procédure implique de scier les éprouvettes le long de plans horizontaux dans la direction du compactage, ce qui permet de produire 10 éprouvettes par plaque, tel que schématisé dans la Figure 3.15.

Les éprouvettes trapézoïdales sont collées à des plaques d'extrémités en acier à l'aide d'une colle époxy afin de les fixer sur l'appareil de l'essai. Cette opération est réalisée sur un gabarit spécial pour assurer le positionnement correct de l'éprouvette sur la base pendant le processus de durcissement de la colle (conformément à la norme européenne EN 12697-24: 2004), comme illustré dans la Figure 3.16. À noter que l'épaisseur de la colle est maintenue aussi mince que possible et qu'un temps de durcissement de 24 heures est respecté avant de procéder aux essais.

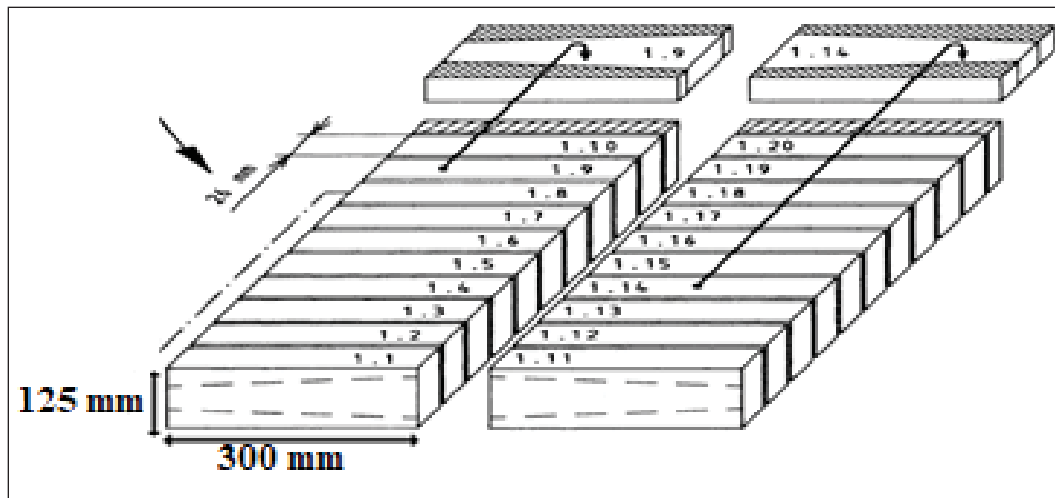


Figure 3.15 Patron de sciage des éprouvettes trapézoïdales

Les essais de flexion à deux points ont été réalisés au centre de recherche Eurovia à Mérignac, en France. Les éprouvettes trapézoïdales ont été fabriquées au CTA, puis expédiées en France afin de garantir la cohérence dans leurs fabrication (matériaux, mélange, compactage, carottage, etc.).



Figure 3.16 Gabarit pour le collage d'échantillons trapézoïdaux sur les plaques d'extrémité d'un appareil de flexion à deux points
Tirée de Maggiore (2012, p. 76)

Calcul des caractéristiques mécanique

Selon la norme NF EN 12697-24 (2005), le calcul caractéristique mécanique lors de l'essai 2-PB se fait selon les équations suivantes :

- La fonction de pondération : $R(x) = \frac{12 \times L^3}{A \times (3L \times X - 3X^2 - A^2)}$

Avec x : la distance par rapport à bride extérieure gauche ; A : la coordonnée de bride intérieure gauche ; et L : la longueur effective entre les deux brides extérieures.

- Masse équivalente : $M_{eq} = \frac{R(x)}{\pi^4} \times M_{beam} + \frac{R(x)}{R(A)} \times M_{clamp} + M_{sensor}$

- Coefficient d'adaptation équivalent : $T_{eq} = \frac{R(x)}{R(A)} \times T$

Avec T le coefficient d'adaptation en Kg/s

- La fonction d'inertie : $I(x) = M_{eq} \times \frac{Z(x)}{F_0} \times \omega_0^2 \times 10^{-3}$

Avec Z(x) : amplitude de la flèche de la poutre pendant un cycle, mesurée sur ou entre les deux brides intérieures à une distance x de la bride extérieure gauche, en millimètres (mm); F₀ : amplitude de la force totale au niveau des deux brides intérieures en Newtons (N)

- La fonction d'amortissement : $J(x) = T_{eq} \times \frac{Z(x)}{F_0} \times \omega_0 \times 10^{-3}$

- Le déphasage : $\tan\left(\phi \times \frac{\pi}{180}\right) = \frac{\sin\left(\phi^*(x) \times \frac{\pi}{180}\right) - J(x)}{\cos\left(\phi^*(x) \times \frac{\pi}{180}\right) + I(x)}$

Avec $\phi^*(x)$: retard de phase mesuré en degrés pendant un cycle entre la charge sinusoïdale appliquée et la flèche mesurée Z(x)

- Le module dynamique :

$$|E^*| = \frac{12F_0 \times L^3}{Z(x) \times R(x) \times B \times H^3} \sqrt{1 + \left[\cos\left(\phi^*(x)\right) \times I(x) - \sin\left(\phi^*(x)\right) \times J(x) \right]^2 + [I^2(x) + J^2(x)]}$$

- La constante K correspondant à la contrainte maximale : $K(x) = \frac{H \times A}{4L^3} \times R(x)$

- L'amplitude de déformation : $\varepsilon = K(x) \times Z(x) \times 10^6$

- L'amplitude de la contrainte : $\sigma = |E^*| \times \varepsilon$

Traitement des données

Les résultats obtenus durant l'essai 2-PB sont analysés à l'aide d'un programme de traitement développé sur LabView et certifié par Coffrac. Ce logiciel s'appuie sur la méthode de calcul décrite dans la norme NF EN 12697-24.

3.5.2.3 Essai de flexion quatre points 4-PB

Présentation de l'essai

L'essai de flexion à quatre points (4-PB) implique l'application d'une sollicitation sinusoïdale continue sur une poutre prismatique, grâce à deux points de charge, qui correspondent aux pinces intérieures. La poutre est retenue en quatre endroits par des pinces : les pinces extérieures, statiques, peuvent uniquement se déplacer horizontalement, tandis que les pinces intérieures s'adaptent en fonction du déplacement ou de la force appliquée. Une liberté de translation et de rotation est permise à tous les points de charge et de réaction. Une image du dispositif expérimental de l'essai 4-PB est présentée dans la Figure 3.17.

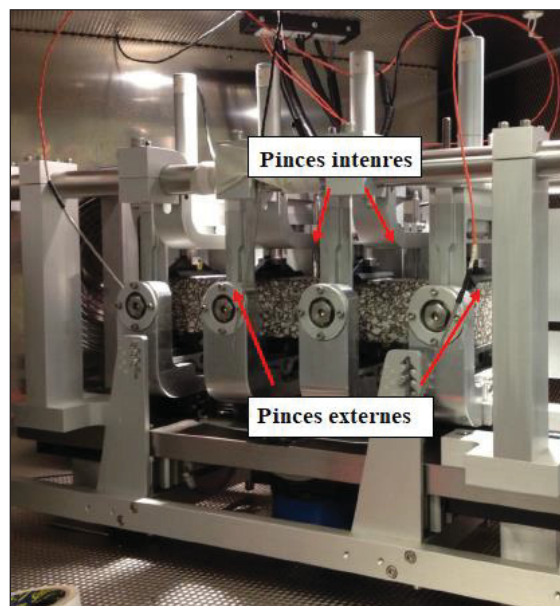


Figure 3.17 Dispositif expérimental de l'essai 4-PB

Le déplacement de l'éprouvette est mesuré au point inférieur entre les deux pinces intérieures, conformément aux normes EN 12697-24 (2004) et EN 12697-26 (2004). Ce déplacement est calculé à l'aide de trois Transformateurs différentiels variables linéaires (LVDT) positionnés en trois emplacements distincts, comme le montre la Figure 3.18.

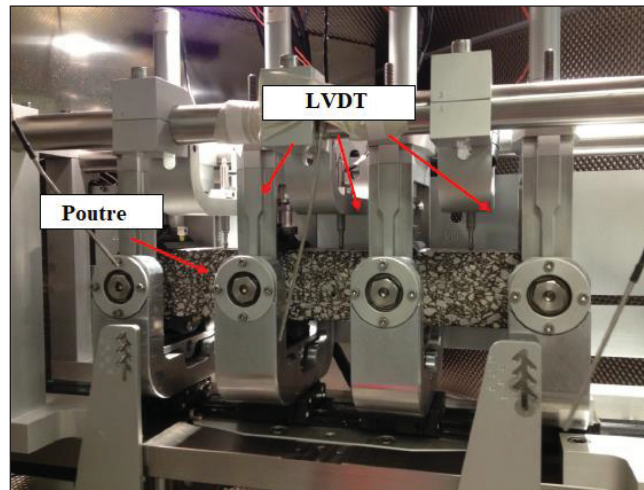


Figure 3.18 Instrumentation d'une poutre lors d'un essai 4-PB

L'essai 4-PB reproduit fidèlement la rupture par fatigue d'une chaussée sous une charge de trafic. La charge répétée engendre une tension dans les surfaces extrêmes de l'éprouvette, provoquant l'initiation et la propagation de fissures jusqu'à la zone supérieure, aboutissant à la rupture. Cette dernière se produit généralement dans la zone de valeur maximale constante du moment de flexion entre les deux pinces intérieures, comme représenté dans la Figure 3.19.

Dans un essai 4-PB la poutre est serrée, les pinces permettent des translations horizontales libres ainsi que des rotations libres pour empêcher l'émergence de contraintes internes dans l'échantillon. Idéalement, le centre de la rotation doit coïncider (ou être très proche) du centre de la poutre. Ainsi, on utilise des supports de pince plus épais (plus hauts) pour des poutres plus petites (plus minces, moins hautes) et, inversement, des supports de pince plus petits (moins hauts) pour des poutres plus hautes. Cette méthodologie découle du fait que le centre de rotation des pinces est fixé à une certaine position, et que l'utilisation de différents supports

de pince pour différentes tailles de poutres permet d'aligner pratiquement le centre de rotation des pinces avec le centre de la poutre.

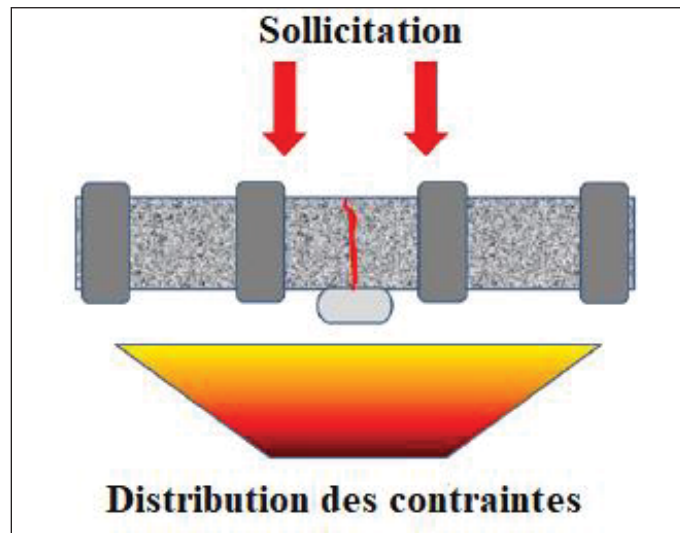


Figure 3.19 Distribution des contraintes de flexion au sein de la poutre durant un essai 4-PB
Adaptée de Maggiore (2012)

La rigidité initiale est généralement déterminée entre la 50^{ème} et la 100^{ème} application de charge. Conventionnellement, on considère qu'une rupture par fatigue s'est produite lorsque la rigidité a diminué de moitié par rapport à sa valeur initiale (Benedetto et al., 1996; Shen et al., 2006; Shen & Carpenter, 2006; Tayebali et al., 1994).

Fabrication des poutres prismatiques

Les poutres prismatiques sont conçues à partir de grandes plaques fabriquées au MLPC. Le processus de sciage consiste à découper les échantillons le long de plans horizontaux dans le sens du compactage. Cette méthode permet de produire 12 échantillons par plaque comme le présente le patron de sciage de la Figure 3.20

Concernant les dimensions de l'échantillon prismatique, les normes AASHTO T 321 et ASTM D7460-10 stipulent que les poutres doivent avoir une longueur de 380 ± 6 mm, une hauteur de 50 ± 2 mm et une largeur de 63 ± 2 mm. La longueur de 380 mm dépend traditionnellement

de la portée choisie, qui est généralement de 118,5 mm ($118,5 \times 3 = 355,5$ mm plus la largeur des pinces extérieures, d'où la longueur de 380 mm pour la majorité des machines).

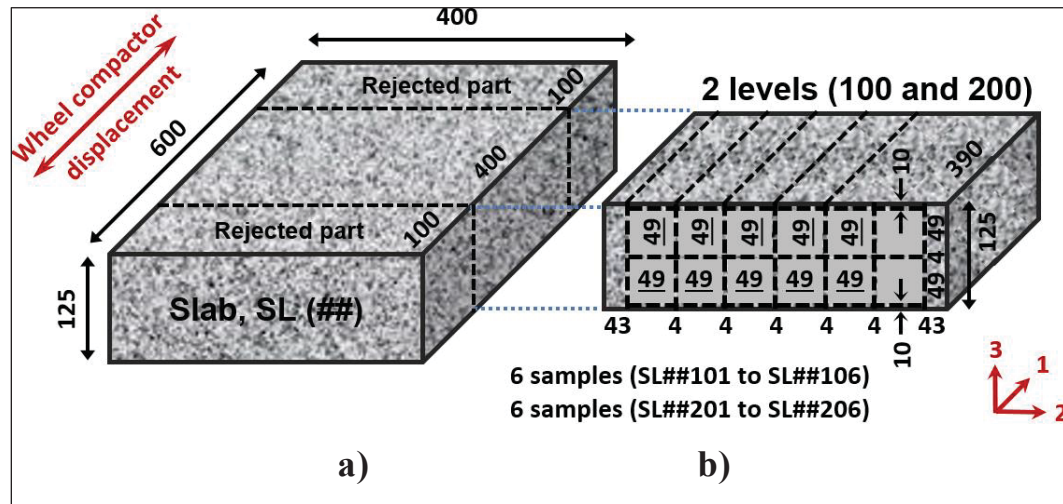


Figure 3.20 a) Schéma de sciage de la dalle à partir du compacteur MLPC ;
 b) Coupe de la section pour obtenir la poutre rectangulaire pour l'essai 4-PB
 (norme NF EN 12697-24) (toutes les dimensions sont exprimées en millimètres)

La norme NF EN 12697-24 (2012) propose des directives plus générales. Selon cette norme, la largeur (B) et la hauteur (H) de l'échantillon doivent être au moins trois fois supérieures à la taille maximale de l'agrégat (D) du mélange. Pour garantir l'élancement de la poutre, la longueur effective entre les pinces extérieures (L) doit être au moins six fois la valeur maximale de B et/ou H.

Calcul des caractéristiques mécanique

Selon la norme AASHTO T 321-07, le calcul caractéristique mécanique lors de l'essai 4-PB se fait selon les équations suivantes :

1. La contrainte maximale de tension : $\sigma_t = \frac{0,357P}{BH^2}$ avec P la force appliquée en N
2. La déformation maximale de tension : $\varepsilon_t = \frac{12\delta H}{3L^2 - 4a^2}$

Avec a : la distance entre les pinces intérieures (0.119 m) ; L : longueur de la poutre à l'extérieure des pinces (0.357 m) ; δ : la flèche maximale au centre de la poutre, en m

3. Le module dynamique de flexion : $|E^*| = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t}$

4. L'angle de déphasage : $\phi_E = 360fs$

Avec f : la fréquence en Hz ; s : le décalage temporel entre la force maximale et la flèche maximale, en seconde

Traitements des données

Les données issues de l'essai de flexion à 4 points ont été analysées via LabView et un chiffrier Excel, tous deux certifiés par le programme Coffrac. L'analyse s'est basée sur la méthode présentée dans la norme AASHTO T321-07.

CHAPITRE 4

MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE DES ESSAIS DE FATIGUE

Ce chapitre expose la méthodologie adoptée dans cette thèse pour l'analyse des résultats des essais de fatigue. Le processus décrit est conçu pour être efficace et répondre à plusieurs critères importants : simplicité, pour faciliter son utilisation dans les milieux académiques et industriels ; reproductibilité, pour garantir une indépendance par rapport à l'opérateur ; et répétabilité, pour assurer la consistance des résultats obtenus. Le développement de cette méthodologie a évolué tout au long de la thèse, permettant ainsi une amélioration continue.

La méthode présentée repose sur trois piliers fondamentaux :

1. La validation des résultats de l'essai de fatigue ;
2. L'analyse des courbes de fatigue ;
3. La détermination des durées de vie en fatigue.

4.1 Validation des résultats l'essai de fatigue

La validation d'un essai de fatigue nécessite une étude détaillée de l'évolution de divers paramètres, accessibles à travers l'exploitation de graphiques multiples. En cours d'essai, l'acquisition des données réfère essentiellement à 4 séries de paramètres, soit : 1) le nombre de cycles, 2) les sondes de température, 3) les capteurs de déformation et, 4) le capteur de force. Ces paramètres peuvent être regroupés en deux catégories : les paramètres globaux, qui servent à valider les résultats de fatigue en se basant sur la valeur moyenne des mesures, et les paramètres locaux, qui se focalisent sur l'évolution individuelle des résultats obtenus pour chaque capteur de mesure.

Tous ces paramètres sont tracés en fonction du nombre de cycles, afin de détecter toute anomalie pouvant influencer les résultats de l'essai de fatigue. Il est donc indispensable d'établir préalablement des critères d'acceptabilité pour les paramètres surveillés. Ces critères, une fois vérifiés, visent à garantir l'homogénéité des conditions d'essai, tels que le champ de déformation ou de température à l'intérieur de l'éprouvette, et à écarter toute donnée aberrante dans le cas contraire. De plus, ces critères doivent être en conformité avec les lois de

comportement déjà établies pour les matériaux bitumineux. Par exemple, étant donné que l'échauffement d'une éprouvette d'enrobé augmente en fonction de l'amplitude de la déformation appliquée, il est logique de se baser sur cette tendance pour valider les résultats de fatigue.

La validation d'un essai de fatigue nécessite une évaluation réaliste et hiérarchisée des critères d'acceptabilité, car tous les facteurs n'ont pas le même impact sur l'exactitude des résultats de fatigue. Dans le cadre de cette thèse, nous avons identifié trois critères primordiaux, dont la non-satisfaction conduit à l'exclusion directe d'un essai. Ces critères sont, par ordre d'importance :

1. **L'uniformité du champ de déformation dans l'éprouvette** : Une non-homogénéité dans le champ de déformation peut indiquer une distribution inégale des contraintes, ce qui peut conduire à des résultats de fatigue non représentatifs ;
2. **La durée minimale de sollicitation** : Un essai de fatigue doit durer au moins 40 000 cycles pour garantir que le matériau se comporte dans le domaine de fatigue. Des durées inférieures à cette limite peuvent ne pas permettre l'apparition et l'évolution de fissures de fatigue, rendant ainsi l'essai non concluant ;
3. **La qualité des signaux** : Des indices de qualité des signaux supérieurs à 15% peuvent indiquer un bruit excessif ou des erreurs dans les données, ce qui pourrait compromettre l'intégrité de l'essai.

Cependant, bien que ces critères soient cruciaux, il est important de noter que d'autres facteurs peuvent également influencer la validité de l'essai de fatigue et doivent être pris en compte, bien que de manière plus modérée.

Finalement, pour faciliter la compréhension de cette section, nous nous appuierons principalement sur l'essai de fatigue effectué sur l'éprouvette PL19-C3 comme cas d'étude pour illustrer le processus de validation et d'analyse des résultats. Cette approche ne se limitera pas uniquement aux trois critères primordiaux précédemment évoqués, mais intégrera tous les paramètres pertinents et les représentations graphiques susceptibles d'être mobilisés au cours de ce processus de validation.

4.1.1 Homogénéité du champ de déformation : évolution des écarts des extensomètres par rapport à la moyenne

L'évolution des écarts des déformations mesurées par extensomètres par rapport à la déformation moyenne est utilisée pour évaluer l'homogénéité du champ de déformation dans l'éprouvette. L'écart relatif de chaque extensomètre est converti en pourcentage par rapport à la moyenne puis tracé en fonction du nombre de cycles, comme illustré à la Figure 4.1 pour l'éprouvette PL19-C3. Il est important de noter que cette analyse est réalisée exclusivement pour l'essai TC et ne peut s'appliquer dans le cas des essais de flexions.

Idéalement, l'écart des extensomètres doit rester constant tout au long de l'essai et proche de zéro. Cela garantit que l'éprouvette a été sollicitée en traction-compression seulement (Lundstrom, Di Benedetto, & Isacson, 2004b). Sinon, cela induirait des contraintes de flexion dans l'éprouvette, biaisant significativement les résultats. En effet, les hypothèses de calcul, qui supposent l'existence d'efforts de traction-compression seulement, ne seraient pas respectées, conduisant à des calculs erronés de contraintes et de module.

En générale, deux facteurs principaux sont à l'origine des écarts observés entre les déformations mesurées par les différents extensomètres : la non-homogénéité intrinsèque de l'éprouvette et une application excentrée de la force (Soltani, 1998a; Baaj, 2002). On admet que le champ de contrainte est de nature homogène lorsque l'écart relatif absolu de chacun des extensomètres est inférieures à 25% (Baaj, 2002; Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004). Notons qu'un endommagement local induit par les cycles de sollicitation conduit ultimement à un champ de contrainte non-homogène, moment où l'écart relatif absolu d'un des extensomètres dépasse la limite de 25% témoignant ainsi de la limite en fatigue du matériau. La non-homogénéité caractéristique des éprouvettes d'enrobés bitumineux peut être atténuée par une préparation et un malaxage adéquat des granulats, ainsi que par l'adoption d'un plan de compactage rigoureusement conçu lors de la fabrication des plaques d'enrobé. Il est également crucial de réaliser le carottage des éprouvettes en suivant un plan bien défini, visant à éliminer les bords des plaques. Quant à l'excentrement de la force appliquée, il peut être minimisé en veillant à la précision du carottage et du sciage pour obtenir des éprouvettes cylindriques aux

plans parallèles. Il convient également d'utiliser des casques de connexion bien usinés et de veiller à leur parallélisme ainsi qu'au centrage de l'éprouvette lors de l'opération de collage. Toutefois, malgré les efforts déployés lors de la préparation des éprouvettes, il a été très difficile de respecter toujours ce critère pour plusieurs raisons, dont trois se distinguent parmi d'autres :

- 1- L'EME-14 a été testé sous des déformations plus importantes que l'usuel, atteignant parfois 330 μdef . Par conséquent, une petite défaillance dans l'éprouvette combinée à une déformation élevée produit plus facilement des écarts importants ;
- 2- La rigidité très élevée de l'EME-14 a entraîné une déformation des casques de collage, ajoutant un biais aux résultats ;
- 3- L'indice de vide faible visé lors de la formulation de l'EME-14 (2% en moyenne) favorise la création d'un réseau de vide non uniforme dans l'éprouvette, ce qui engendre plus de zones de fragilité. Cette observation a été validée par des découpes effectuées sur certaines éprouvettes qui révèlent la présence de cavitation importante dans certaines éprouvettes.

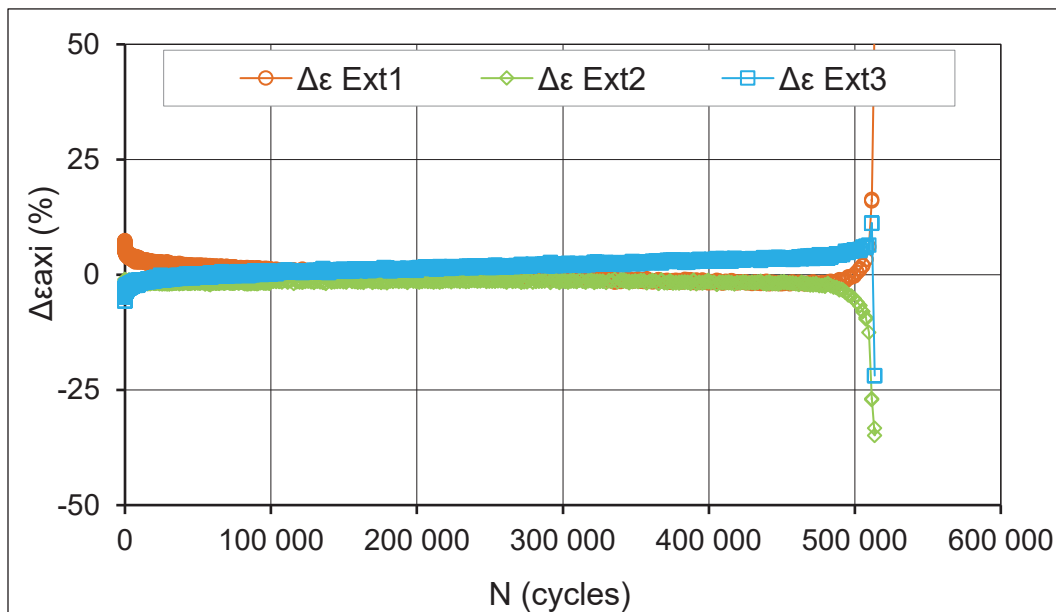


Figure 4.1 Évolution des écarts des extensomètres par rapport à la moyenne (Épr. PL19-C3; $V_i = 2,4 \%$; $\epsilon_0 = 149.8 \mu\text{m/m}$; $T_{\text{consigne}} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$; $f_r = 5 \text{ Hz}$)

4.1.2 Évolution du centre de la déformation des extensomètres

Le centre de la déformation d'un extensomètre représente la valeur moyenne du signal de déformation lors d'une sollicitation sinusoïdale en traction-compression. Ainsi, la courbe de l'évolution du centre de déformation, également appelé déformation permanente, doit suivre l'évolution de cette valeur moyenne tout au long de l'essai (Baaj, 2002).

Dans le cadre d'un essai réalisé en mode de contrôle de déformation, la presse assure le maintien du centre du signal de consigne à une valeur nulle. Ainsi, pendant un essai en traction-compression (TC) piloté sur la moyenne de trois extensomètres, on s'attend à ce que le centre du signal de la déformation moyenne demeure constant tout au long de l'essai. Cependant, les valeurs moyennes des signaux de déformation individuels des trois extensomètres peuvent varier au fil de l'essai. Il est donc primordial de s'assurer que le centre du signal de la déformation moyenne est effectivement proche de zéro pendant l'essai de fatigue. Cette condition constitue un critère déterminant de la bonne conduite de l'essai.

D'autre part, l'interprétation du signe de la valeur du centre de la déformation peut nous renseigner sur l'état de contrainte de l'éprouvette. En effet, une valeur positive indique un allongement de l'éprouvette (prédominance de la traction), alors qu'une valeur négative suggère un écrasement de l'éprouvette (prédominance de la compression). Dans le cas de l'éprouvette PL19-C3, on observe des contractions et des extensions, signe que l'éprouvette subit des endommagements localisés et progressifs au cours de l'essai.

La Figure 4.2 montre l'évolution du centre du signal approché propre à chacun des extensomètres dans le cadre de l'essai de fatigue réalisé sur l'éprouvette PL19-C3. On remarque dans cette Figure que les extensomètres ϵ_{0_Ext3} et ϵ_{0_Ext2} sont de signes positifs indiquant que localement l'éprouvette est ici en extension alors que l'extensomètre ϵ_{0_Ext1} est de signe négatif indiquant que cette région l'éprouvette est soumise à des cycles sinusoïdales de compression. Par ailleurs, la moyenne des centres de signal approché est bel et bien maintenue à zéro tout au long de l'essai. Plusieurs facteurs peuvent provoquer une variation des centres de la déformation : une excentricité de l'éprouvette par rapport aux casques de

collage, un défaut de parallélisme des surfaces planes de l'éprouvette, ou une hétérogénéité au sein de l'éprouvette (Soltani, 1998a; Baaj, 2002; Lamothe, 2014).

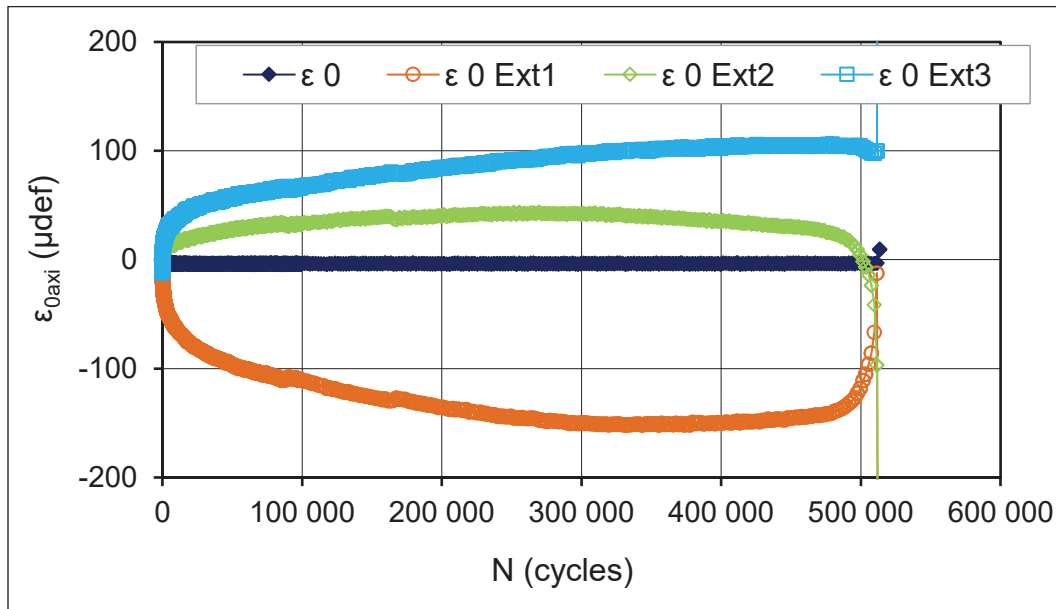


Figure 4.2 Évolution du centre de la déformation des extensomètres en fonction du nombre de cycles –Essai de fatigue PL19-C3

4.1.3 Évolution des indices de qualité des extensomètres, du signal de la contrainte et du signal de la déformation

L'indice de qualité est un indicateur qui mesure la compatibilité entre le signal commandé à la machine (la consigne) et le signal réellement obtenu. Pour les essais de fatigue, la consigne requiert que la presse génère un signal sinusoïdal en force ou en déplacement. Ensuite, grâce au système d'acquisition, la réponse du matériau est enregistrée sous forme de signal discret. L'indice de qualité quantifie l'écart entre la commande de l'opérateur et le signal effectivement obtenu, qui est approximé par une fonction continue grâce à la méthode des moindres carrés (Figure 4.3 (a)).

La Figure 4.3 (b) présente l'évolution des indices de qualité des extensomètres, du signal de la contrainte et du signal de la déformation pour l'essai de l'éprouvette PL19-C3. L'indice de qualité se calcule selon l'équation suivante (Baaj, 2002; Boussabnia, 2018; Lamothe, 2014) :

$$IQ(\%) = \sum_{i=1}^n \frac{G_{\text{mesuré},i} - G_{\text{calculé},i}}{n * A} \quad (4.1)$$

Avec :

$G_{\text{mesuré},i}$	Grandeur du signal mesuré au point expérimental "i"
$G_{\text{calculé},i}$	Grandeur du signal calculé suivant la fonction approchée au point "i"
n	Nombre de points analysés
A	Amplitude du signal

L'indice de qualité permet de trier les données acquises lors d'un essai donné. En fixant une limite maximale de 15% pour l'IQ, tous les signaux dont l'IQ dépasse cette valeur sont écartés. En général, les indices de qualité sont plus élevés au début de l'essai, mais se stabilisent rapidement et restent assez faibles jusqu'à l'approche de la rupture, où ils augmentent brusquement.

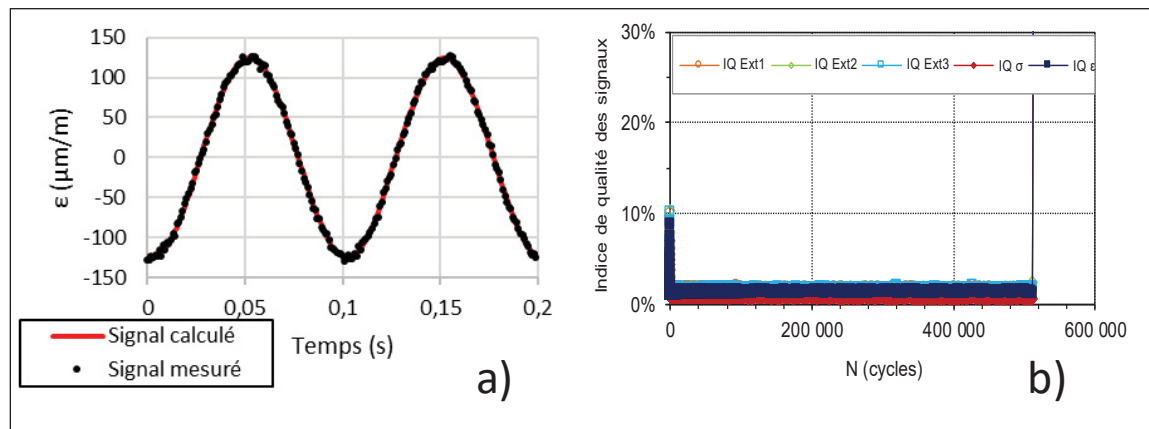


Figure 4.3 (a) Écart entre le signal de la déformation mesuré et calculé ; (b) Évolution de l'indice de qualité des extensomètres, du signal de la contrainte et du signal de la déformation en fonction du nombre de cycles – Fatigue PL19-C3

4.1.4 Conclusions

L'examen des courbes précédentes a permis de vérifier les trois critères sélectionnés pour la validation des résultats de fatigue. Il est à noter que l'exigence relative à une durée minimale de 40 000 cycles peut être vérifiée dans plusieurs courbes. Sur la base de cette analyse, il est

alors possible de décider si l'essai de fatigue en question doit être accepté ou rejeté, en l'occurrence, cet essai a été accepté. Cependant, comme mentionné précédemment, d'autres critères peuvent également être intégrés pour une analyse plus poussée.

C'est dans ce contexte que la section consacrée à l'analyse des résultats de fatigue suggère de prendre en compte des paramètres additionnels qui peuvent contribuer à la validation des résultats. Ceci permet une meilleure fiabilité dans la prise de décision, en assurant une évaluation plus approfondie et complète des essais de fatigue.

4.2 Analyse des résultats d'un essai de fatigue

4.2.1 Évolution de la température en cours d'essai

En raison des propriétés visqueuses des enrobés bitumineux, chaque cycle de sollicitation entraîne une dissipation d'énergie, dont une partie se convertit en chaleur à l'intérieur de l'éprouvette, induisant ainsi le phénomène échauffement spécifique aux sollicitations continues (Di Benedetto et al., 1996). L'évolution de la température durant un essai de fatigue est donc une conséquence directe de la dissipation d'énergie (Baaj, 2002).

Généralement, pour les essais en contrôle de déformations, la courbe d'évolution de l'énergie dissipée est souvent une courbe décroissante (Baaj, 2002). Il est donc anticipé qu'une augmentation rapide de la température se produise au début de l'essai jusqu'à atteindre un plateau de stabilité après quelques dizaines de milliers de cycles (Baaj, 2002; Tapsoba, 2012). Ceci est illustré par l'essai PL19-C3, à la Figure 4.4, où l'on constate une élévation de la température de surface de 0,3°C, de 10,5°C à 10,8°C après environ 30 000 cycles, ce qui correspond grossièrement à la transition entre les phases I et II (Tapsoba, 2012). Cette élévation est loin d'être insignifiante puisqu'une augmentation de température de 1 °C engendre une diminution de module dynamique de 5% (Lefeuvre, 2001)). Par ailleurs, Di Benedetto et al. (2011) a montré que l'échauffement de l'éprouvette peut causer jusqu'à 20% de réduction de module dans la phase I pour de grandes amplitudes de déformation. Ceci peut affecter directement la durée de vie en fatigue dans le cas où le critère $N_{f50\%}$ est utilisé.

Le premier critère pour accepter un essai de fatigue (en contrôle de déformation), en se référant à l'évolution de sa température moyenne, implique de constater une augmentation de la température pendant le début de l'essai (Phase I), suivie d'une stabilisation ou refroidissement de celle-ci (Phase II et III). Il serait donc inhabituel, dans le cas des essais menés en contrôle de déformation, d'observer une importante augmentation continue de la température de l'éprouvette tout au long d'un essai de fatigue, à l'instar des essais de fatigue en contrôle de force, en raison de l'allure décroissante de la courbe d'évolution de l'énergie dissipée (Baaj, 2002). Si un tel scénario se produit, il est nécessaire de vérifier l'évolution de la température de l'enceinte thermique afin de s'assurer que des contraintes extérieures (par exemple, l'arrêt du système de climatisation dans la salle des presses conduisant à une surchauffe dans l'enceinte thermique) ne sont pas en cause. Il est aussi primordial d'examiner l'évolution de la température de chaque thermocouple pour déterminer si le changement non anticipé de la température est dû à un thermocouple qui se serait détaché au cours de l'essai, ou pire, qu'il soit défectueux.

Le second critère d'acceptabilité concernant l'évolution de la température exploite les connaissances générales sur la variation de l'échauffement en fonction des conditions de l'essai. En effet, on s'attend à ce que l'échauffement augmente lorsque la déformation ou la fréquence de sollicitation augmentent (Corté & Di Benedetto, 2004). Par conséquent, des valeurs d'échauffement qui s'écartent des tendances usuelles peuvent susciter des interrogations et nécessiter une investigation plus approfondie.

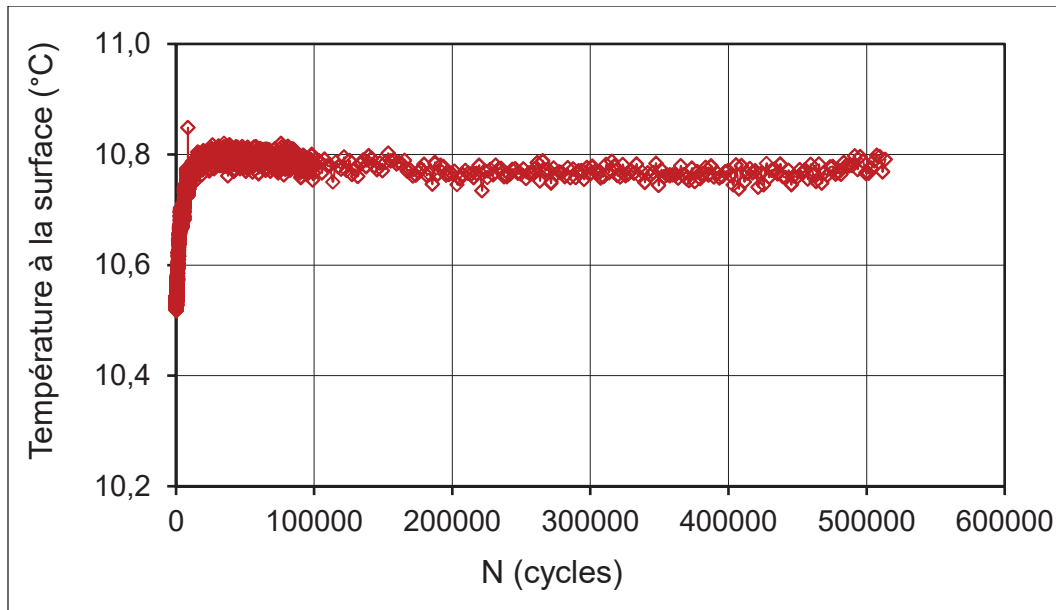


Figure 4.4 Évolution de la température en fonction du nombre de cycles
Fatigue PL19-C3

4.2.2 Évolution du module dynamique en cours d'essai

L'évolution du module dynamique en cours d'essai, également appelée courbe E-N, est le premier graphique à examiner lors de l'analyse des résultats d'un essai de fatigue. La première étape consiste à observer la forme de cette courbe qui doit avoir une allure sigmoïdale, caractérisée par une forme en S. Rappelons qu'en général, on peut identifier trois phases distinctes sur la courbe E-N, bien que seulement deux soient parfois observables, en particulier dans un cas de rupture nette de l'éprouvette lors de la phase II.

La Figure 4.5 (a) illustre une évolution classique du module dynamique durant l'essai de fatigue PL19-C3 (phases I et II), tandis que la Figure 4.5 (b) met en lumière l'essai PL25-A2 où la forme en S de la courbe E-N n'est pas respectée. Ce dernier essai, déviant de l'attendu, a naturellement été exclu. Les deux facteurs principaux susceptibles de produire une courbe E-N qui s'écarte de la forme en S sont : l'homogénéité du champ de déformation dans l'éprouvette testé et, le temps nécessaire pour atteindre une stabilisation de la déformation appliquée. Ce dernier scénario a été observé uniquement pour les essais de fatigue réalisés à 25 Hz, où une diminution linéaire de E^* a été notée pendant la phase I, plutôt que la diminution non linéaire

attendue. Cette situation est causée par l'augmentation du temps nécessaire à la stabilisation de la déformation (en moyenne 80 000 cycles à 25 Hz versus 300 cycles pour les essais à 5 et 10 Hz), ce qui entraîne une extension de la phase de non-linéarité durant l'essai. La Figure 4.5 (c) fournit un exemple typique de ce problème. Cependant, dans le cadre de cette thèse, cette anomalie a été exceptionnellement tolérée pour les essais de fatigue à 25 Hz, puisque le problème est lié aux limites de la presse utilisée.

La seconde étape de validation s'appuie sur la variation de la forme en S de la courbe E-N en fonction de l'amplitude de déformation. En règle générale, plus l'amplitude de déformation est importante, plus la réduction de $|E^*|$ lors de la phase I est significative (Soltani, 1998a; Baaj, 2002; Di Benedetto, De La Roche, et al., 2004). Par conséquent, la courbe E-N d'un essai à grande déformation sera toujours inférieure à celle d'un essai à déformation plus faible (pour les mêmes conditions (θ, f)). Dans le cas contraire, l'essai qui déroge à la tendance attendue est écarté.

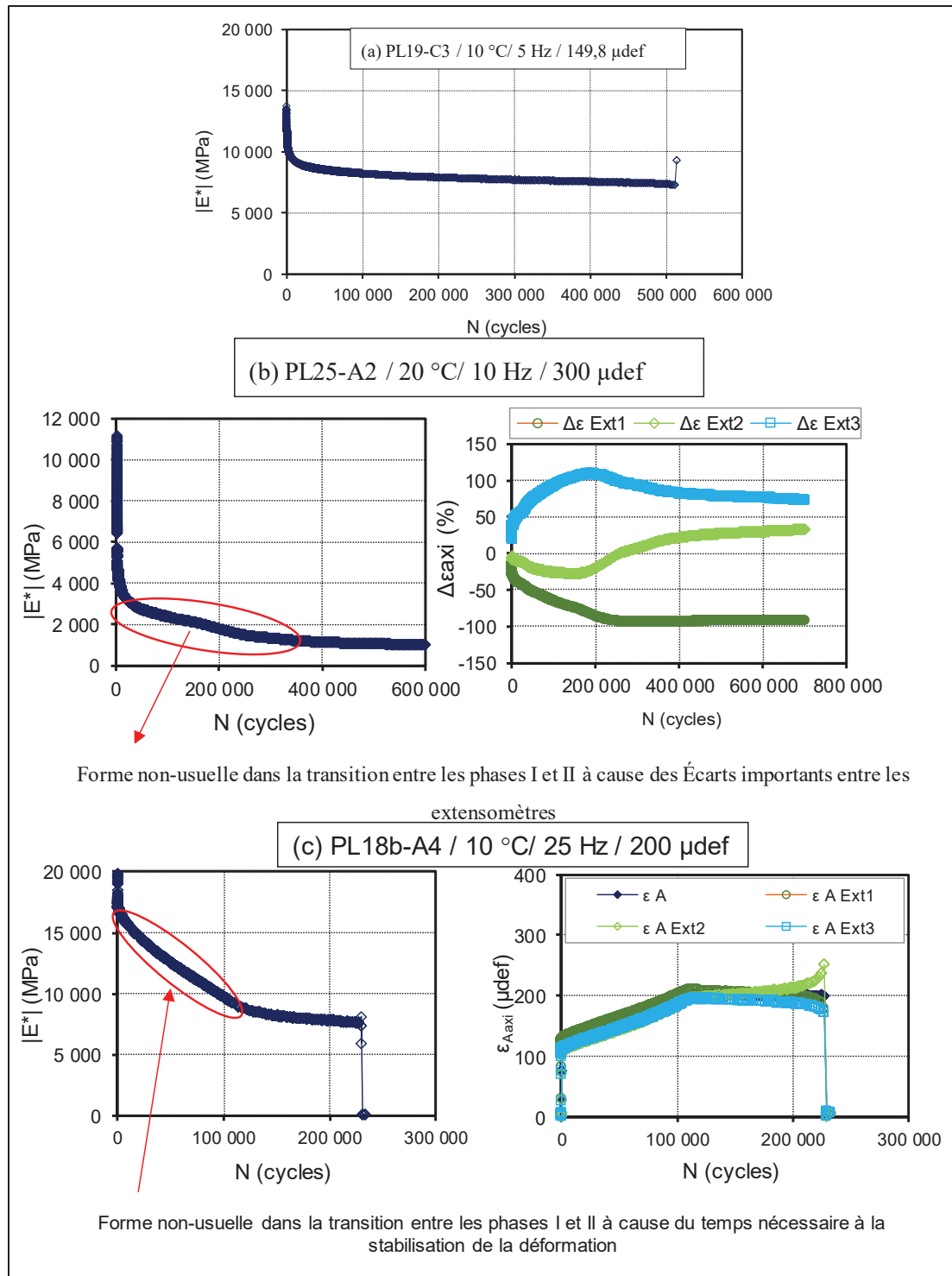


Figure 4.5 Évolution du module dynamique: (a) Forme usuelle attendue – PL19-C3 ; (b) Forme non-usuelle faute de non-homogénéité du champ de déformation – PL25-A2 ; (c) Forme non-usuelle faute de délai important quant à la stabilisation de la déformation – PL18b-A4

4.2.3 Évolution de l'angle de phase en cours d'essai

L'évolution de l'angle de phase est illustrée à la Figure 4.6 pour l'essai de l'éprouvette PL19-C3. Cette courbe nommée ϕ_E -N, suit une tendance similaire mais inversée à celle de la courbe E-N. Plus précisément, l'angle de phase subit une augmentation considérable durant les premiers cycles. Ce comportement s'explique par des raisons similaires à celles du module dynamique : une augmentation de la température à l'intérieur de l'éprouvette et le phénomène de thixotropie du bitume (Corté & Di Benedetto, 2004).

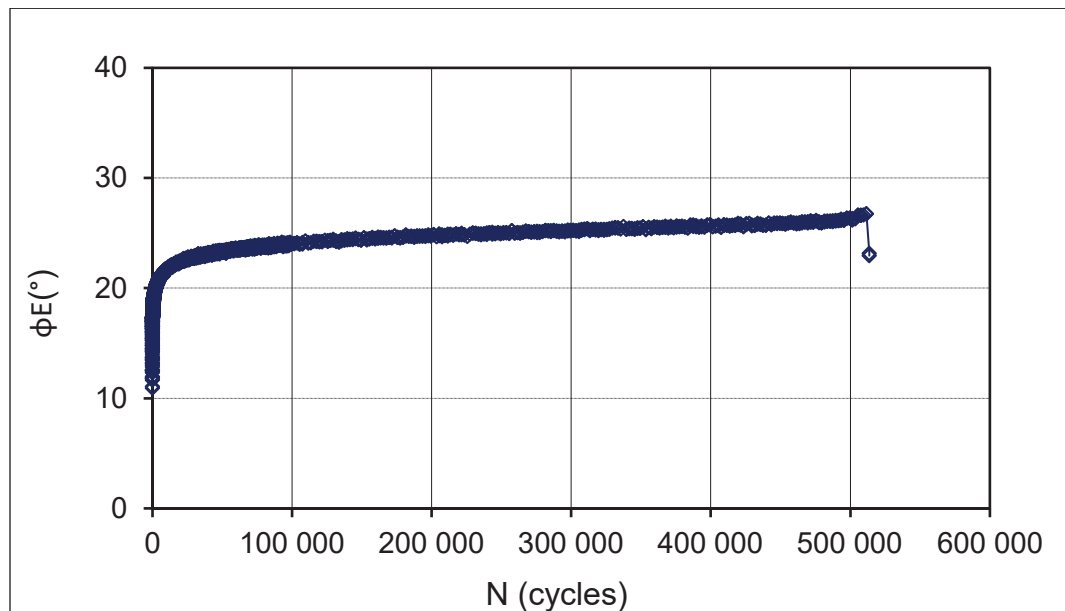


Figure 4.6 Évolution de l'angle de phase en fonction du nombre de cycles – Fatigue PL19-C3

L'analyse de la courbe ϕ_E -N permet également une validation de la bonne tenue d'un essai de fatigue. Notamment :

1. Il faut vérifier que la courbe ϕ_E -N suit la forme habituelle en S ou en U.
2. La courbe ϕ_E -N d'un essai effectué à une grande déformation sera toujours supérieure à celle d'un essai à déformation plus faible. C'est une conséquence directe du fait que l'angle de phase (ϕ_E) augmente avec l'amplitude de la déformation.

4.2.4 Évolution de l'amplitude de la contrainte en cours d'essai

Lors d'un essai effectué en mode de contrôle de déformation, la force est ajustée en permanence pour atteindre la déformation ciblée. Cela se manifeste par une évolution caractéristique de l'amplitude de la contrainte comme illustré dans la Figure 4.7 pour l'essai PL19-C3. Au début de l'essai, on observe une augmentation rapide de la contrainte puisque la presse hydraulique travaille à atteindre et stabiliser le signal de déformation (Lamothe. 2014). Suite à cette stabilisation, l'amplitude de la contrainte suit la même tendance que celle du module complexe en cours d'essai, traversant ainsi les phases I et II jusqu'à l'occurrence de la rupture de l'éprouvette.

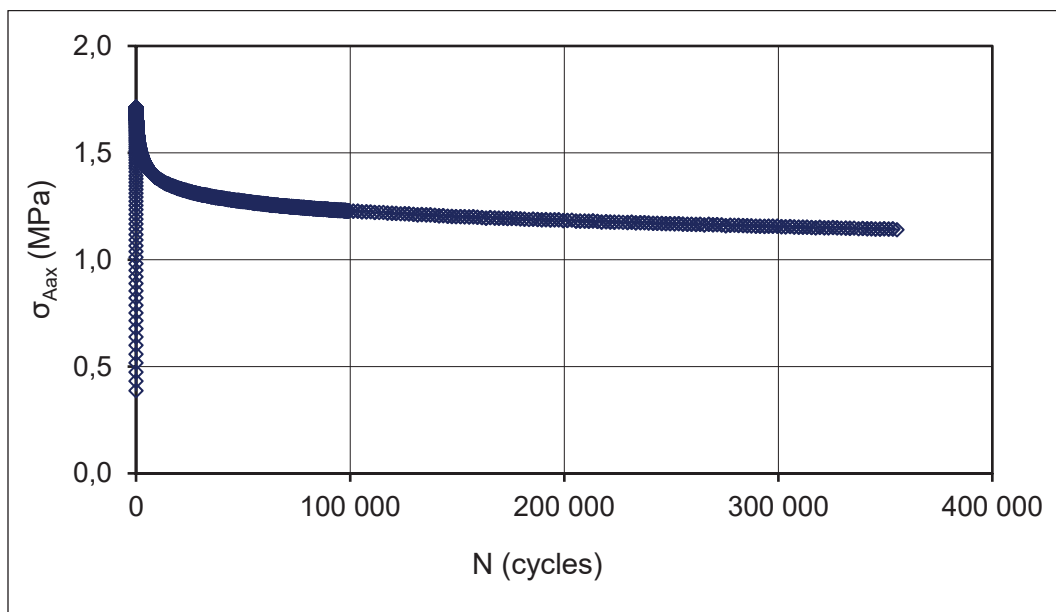


Figure 4.7 Évolution de l'amplitude de la contrainte et de la contrainte moyenne en fonction du nombre de cycles (PL19-C3)

4.2.5 Évolution du centre de la contrainte en cours d'essai

La Figure 4.8 illustre l'évolution du centre de la contrainte lors de l'essai sur l'éprouvette PL19-C3. À l'instar de l'amplitude de la contrainte, on note des variations rapides du centre de la contrainte en début d'essai, alors que la presse s'efforce d'atteindre et de stabiliser le signal de déformation. Par la suite, le centre de la contrainte tend à se stabiliser, se maintenant très proche

de zéro durant tout l'essai, jusqu'à la rupture de l'éprouvette. C'est précisément le comportement recherché lors d'un essai en contrôle de déformation (Baaj, 2002).

La valeur du centre du signal approché de la contrainte permet de vérifier l'état de contrainte auquel le matériau est soumis (Traction ou Compression). Le résultat de la Figure 4.8 montre que la valeur stabilisée du centre du signal approché de la contrainte est d'environ -0,02 MPa, ce qui témoigne que l'éprouvette est soumise à une force effective de compression en cours d'essai. Cette observation témoigne que la rigidité du matériau est légèrement plus importante lorsqu'il est soumis à un effort de compression que lorsqu'il est soumis à un effort de traction (Lamothe, 2014).

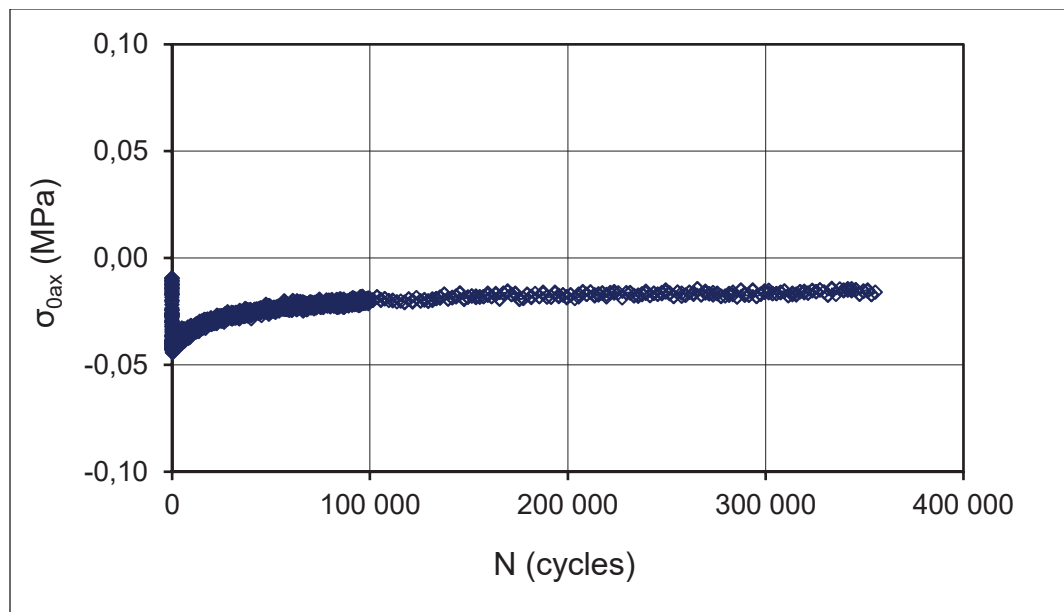


Figure 4.8 Évolution du centre de la contrainte en fonction du nombre de cycles

4.3 Détermination des durées de vie en fatigue

4.3.1 Définitions des critères retenues

Un critère de rupture sert d'indicateur visant à prédire la durée de vie en fatigue d'un matériau. Comme précisé dans la revue de littérature, une multitude de critères de rupture ont été élaborés, reposant sur diverses propriétés mécaniques de l'enrobé bitumineux. Le principe

fondamental d'un critère de rupture réside dans la détection d'un changement notable dans la propriété à laquelle il réfère. Son efficacité dépend de sa capacité à lier ce changement notable à l'apparition de fissures dues à la fatigue dans le matériau.

Dans le cadre de cette thèse, deux critères de fatigue ont été sélectionnés :

- Le critère classique basé sur une perte de module dynamique de 50 %, $N_{f50\%}$;
- Le critère de fatigue $N_{fIV/III}$, calculé comme la moyenne des critères suivant :
 - Le critère de la relation de $|E^*|$ et ϕ_E , c.-à-d. dans l'espace de Black, $N_{fE^*-\phi_E}$;
 - Le critère de l'évolution de ϕ_E en fonction de N , $N_{f\phi_E-N}$;
 - Le critère de l'évolution de $|E^*|$ en fonction de N , N_{fE^*-N} .

La définition de chaque critère de rupture a été présentée dans la section 2.6.5.

4.3.2 Méthodologie de détermination des critères retenues

4.3.2.1 Méthode visuelle basée sur l'observation des courbes de fatigue

Le principe de détermination des critères de rupture par l'observation visuel des courbes consiste à suivre les définitions de ces critères afin de sélectionner le point sur le graphique, qui semble à l'opérateur, satisfait le plus la définition du critère. Cette façon de faire, bien que couramment utilisée, manque de reproductibilité et de répétabilité en raison de la subjectivité inhérente à cette approche. Toutefois, cette méthode demeure nécessaire comme étape de validation de la durée de vie déterminée.

4.3.2.2 Méthode analytique basée sur la modélisation discrète des courbes de fatigue par une régression linéaire mobile

Cette méthode consiste à modéliser la courbe fatigue (spécifique à chaque critère de rupture) à l'aide d'une droite de longueur fixe, qui serait déplacée le long de cette courbe à un pas fixe (selon le déroulement de l'acquisition des données de fatigue). Ainsi, il est possible de déterminer plusieurs paramètres, à savoir : la pente, la dérivée seconde ou l'ordonnée à l'origine de la droite de régression à chaque pas et de tracer l'évolution de ces paramètres au cours de

l'essai. Ceci facilite l'observation des changements de comportement dans les courbes qui définissent le critère de rupture.

Cette méthode présente l'avantage d'être simple, facile à mettre en œuvre et ne nécessite pas de connaissances avancées en informatique. En effet, cette méthode nécessite seulement trois colonnes dans un fichier Excel, et les paramètres de la droite de régression sont facilement déterminables. Cependant, trois problèmes majeurs encombrant l'exploitation de la méthode analytique, à savoir : 1) la dépendance des résultats au nombre de point choisi pour établir la régression ; 2) l'impossibilité de choisir le même pas pour toutes les courbes et tous les essais ; 3) la dispersion intrinsèque aux courbes de fatigue qui oblige d'utiliser un nombre de point important pour obtenir des courbes exploitables.

4.3.3 Conclusion

En ce qui concerne cette thèse, malgré les limitations, la méthode analytique a été retenue pour déterminer la valeur du N_f . Des précautions supplémentaires ont été prises en ce qui concerne le choix du nombre de points à considérer pour la régression, en se limitant au minimum satisfaisant. De plus, un facteur de correction a été adopté pour compenser l'augmentation du pas d'acquisition entre deux points au cours de l'essai. Par ailleurs, dans certains essais où le bruit des résultats était très important, les points expérimentaux ont été lissés par une moyenne mobile. Enfin, la valeur obtenue est validée par une observation visuelle de son emplacement sur la courbe de fatigue.

CHAPITRE 5

COMPARISON OF FATIGUE LAW PARAMETERS OBTAINED FROM TWO-POINT BENDING (2PB) AND TENSION-COMPRESSION (TC) TESTS

Mohamed Mounir Boussabnia ^a, Sébastien Lamothe ^b, Hervé Di Benedetto ^c, Marc Proteau ^d,
Bertrand Pouteau ^e

^{a, b} Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame
Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

^c LTDS Laboratory (UMR CNRS 5513), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)
University of Lyon, Lyon, France

^d Centre technique des Amériques (CTA), Brossard, Canada, J4Y 0E4

^e Centre de Recherche Eurovia Mérignac (CRM), France

Article publié dans « Proceedings of the Sixty-fourth Annual Conference of the Canadian
Technical Asphalt Association (CTAA), Montreal, Quebec »,
november 2019

5.1 Introduction - Partie 1

Comme exposé au Chapitre 1, la Partie 1 vise à atteindre deux objectifs principaux. Le premier objectif concerne la définition appropriée de la notion de rupture en fatigue pour les trois familles d'essais (TC, 2PB et 4PB), en utilisant différents critères de rupture. Le deuxième objectif explore la possibilité de réduire les écarts entre les résultats de fatigue issus de ces familles d'essais.

La Partie 1 est articulée en deux chapitres où les deux objectifs sont ciblés simultanément. Ainsi, le Chapitre 5 définit la notion de rupture en fatigue et examine les écarts perçus entre les résultats de l'essai TC à 10°C et 25 Hz, et ceux de l'essai 2PB conformément à la norme NF EN 12697. Par la suite, dans une démarche similaire, le Chapitre 6 se penche sur les résultats de l'essai TC à 10°C et 10 Hz, et sur ceux de l'essai 4PB effectué selon la norme AASHTO T321.

À noter que préalablement à l'étude dans le domaine de fatigue de l'EME-14, une étude de son comportement dans le domaine viscoélastique linéaire a été réalisée. Cette étude a pu déterminer le domaine de linéarité de cet enrobé en plus des paramètres du modèle 2S2P1D correspondant. Les résultats de cette étude dans le domaine VEL sont présentés dans l'ANNEXE III.

5.2 Abstract

In this work, we consider standardized tests used in Europe and in America to characterize the fatigue performance of asphalt in the laboratory. The literature has established that biasing effects occur during fatigue testing due to the cyclic nature of the solicitation present and the viscoelastic behavior of bituminous mixes, which contribute differently to altering the values measured according to the tests considered.

This paper aims to link the parameters of the fatigue law from the Two-Point Bending (2PB) fatigue test on trapezoidal prisms, standardized in France according to standard NF 12697-24, and the Tensile-Compressive (TC) fatigue test on a cylindrical specimen. The results show that the parameters of the fatigue law depend on the choice of the failure criterion employed. However, by adopting a failure criterion associated with the evolution of the modulus and the phase angle (ϕ_E) in the black space, the parameters become more comparable for the two tests. This approach, called a new method (NM), appears to overcome the limitations and weaknesses of the conventional approach. However, the determination of the phase angle (ϕ_E) between the evolution of the deformation signal and that of the stress must be thoroughly defined in order to delineate the failure point.

5.3 Introduction

Fatigue distress is one of the most common problems occurring in the pavement structure (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). It is mainly due to repeated traffic loading that takes place during a road lifespan (Tapsoba et al., 2013b). Even though many pavement design models take this into account in predicting the evolution of

pavement degradation (Perraton, Carter, Proteau, Lamothe, & Pouteau, 2018) over time, the phenomenon is still not completely understood. Fatigue resistance of asphalt pavement is defined as the ability of the pavement to withstand repeated loading without degradation or failure (Tapsoba et al., 2013b), and it is directly linked to the pavement life span. Ensuring a suitable structural design therefore requires a full understanding of the fatigue phenomenon.

The fatigue of bituminous materials has been the subject of many research studies (Ashayer Soltani, 1998a; H Baaj, 2002; Bodin, Pijaudier-Cabot, de La Roche, Piau, & Chabot, 2004; H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Perraton et al., 2003; Piau, 1989; Tapsoba et al., 2013b). Various procedures and methods exist in different laboratories to characterize this fatigue, including homogenous and nonhomogeneous tests (Herve Di Benedetto, Partl, Francken, & André, 2001; Medani & Molenaar, 2000). On the one hand, homogenous tests such as uniaxial Tension-Compression (TC) test allow direct access to the material behavior with no need for additional hypotheses or calculations. On the other hand, nonhomogeneous tests, such as the 2-Point Bending (2PB) fatigue test, which is standardized and commonly used in Europe (EN-12697-26-2004), employ the theory of elastic beams to characterize the fatigue behavior of bituminous materials. In both tests, a sinusoidal loading is applied.

A state of art reported by Rilem has shown that fatigue behavior is very sensitive to loading conditions, materials characteristics, and tests procedures (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). This sensitivity induces a dispersion of results, making the general interpretation of the results more complex. In addition, many analysis approaches exist for interpreting the results of fatigue tests, including the use of different fatigue criteria to access the point of material failure. The most common fatigue failure criterion is the number of cycles required to obtain a stiffness reduction of 50 percent. This is the classical approach, $N_{f50\%}$. However, as shown in (Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015) Perraton et al., this criterion does not adequately describe the failure of every bituminous mixture, especially for mixes made with bitumen with a high polymer content. Also, following the results of a Rilem inter-laboratory study on various fatigue tests, Di Benedetto et al. (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004) showed that the classical fatigue approach is influenced by the test type and the loading mode

(controlled stress or strain). They proposed a damage theory model that may serve to develop a rational mechanistic fatigue characterization model. This model would take into account the modulus (E^*) and the phase angle (ϕ_E) evolution of the bituminous sample during a fatigue test to access the failure point more fully.

A cooperative experimental campaign is ongoing between the École de Technologie Supérieure (ÉTS) Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB), the Eurovia-Canada Centre Techniques des Amériques (CTA), and the Eurovia Research Center. The cooperative research program is studying the feasibility of correlating the results of fatigue tests performed on High Modulus Asphalt Concrete (HMAC) - EME in French – for cold regions. Three (3) fatigue test methods are explored: TC, 2PB, and 4-Point Bending (4PB). The results show that if the fracture criterion associated with the complex modulus E^* and phase angle ϕ_E is chosen, the coefficients of Whöler's law, after temperature corrections, become comparable for the three fatigue test methods covered. Only results for tests performed in TC and 2PB are provided herein.

5.4 Objectives

This paper attempt to correlate the coefficients of Whöler's law for a HMAC / EME mixture using two fatigue tests, namely, TC and 2PB. It is based on two failure criteria, $N_{f50\%}$ and another one associated with the evolution of both the modulus and phase angle (ϕ_E). In the first part, the fatigue test results of EME mixtures are presented, and in the second, in order to determine the impact of the failure criterion used to obtain the fatigue life N_f , different fatigue criteria are introduced, and results are analyzed considering the Wöhler curve parameters.

5.5 Background

The complex modulus (E^*) test allows defining the rheological behaviour of an asphalt mixture in the Linear Viscoelastic (LVE) domain (Perraton, Di Benedetto, & Carter, 2011; Tapsoba et al., 2013b). E^* is a property of the material at the macroscopic level, and is generally evaluated

with sinusoidal cyclic loading at different temperatures and frequencies. For each temperature-frequency condition, the amplitude of the stress/strain applied to the sample is small enough to maintain the behaviour in the linear domain, and the number of cycles applied is limited to avoid any material damage. However, under continuous cyclic loading, cumulative micro-damage will occur in the sample, and a decrease in the stiffness of the material will be perceived due to the fatigue phenomenon.

In order to define the fatigue behaviour of bituminous mixtures by the variation of its stiffness, the sample is either subjected to a continuous cyclic loading in a controlled force mode (i.e., stress for a homogeneous test) or a constant controlled deformation amplitude load (i.e., strain amplitude for homogeneous test). For both loading modes, the variation in the stiffness versus the number of cycles shows three distinct phases, as illustrated in Figure 5.1 (Perraton, Di Benedetto, & Carter, 2011; Tapsoba et al., 2013b). In Phase I, a rapid decrease in stiffness is observed due to bias and artifacts other than fatigue, which should not be interpreted as fatigue (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). In Phase II, the decrease in stiffness is almost linear and mostly caused by the fatigue phenomenon, and in Phase III, “macro-crack” appears somewhere and propagates within the sample.

Fatigue degradation is initially created by the uniform growth of the micro-crack network that spreads in the volume of the sample and leads to a decrease in his macroscopic rigidity (Figure 5.1) (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). During Phase II, the micro-crack network propagates diffusely in the material under repeated loading, and a macro-crack appears, leading to the last stage of failure (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Herve Di Benedetto et al., 2001; Medani & Molenaar, 2000; Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015; Tapsoba et al., 2013b). Assuming micro-damage is uniformly distributed over the entire sample volume, the change in stiffness ($|E^*|$) serves as an indicator of the evolution of fatigue damage in the material. For a given amplitude of loading, the fatigue life of the material is related to the number of cycles necessary for the fatigue crack initiation stage, which matches the end of phase II. In such cases, the duration life is noted $N_{II/III}$. In phase III, the cracking process is associated with the coalescence of the micro-cracks, to the point where a “macro-crack”

emerges and spreads toward the sample bulk, causing advanced degradation, which results in the rigidity no longer being appropriate for quantifying micro-damage (Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015).

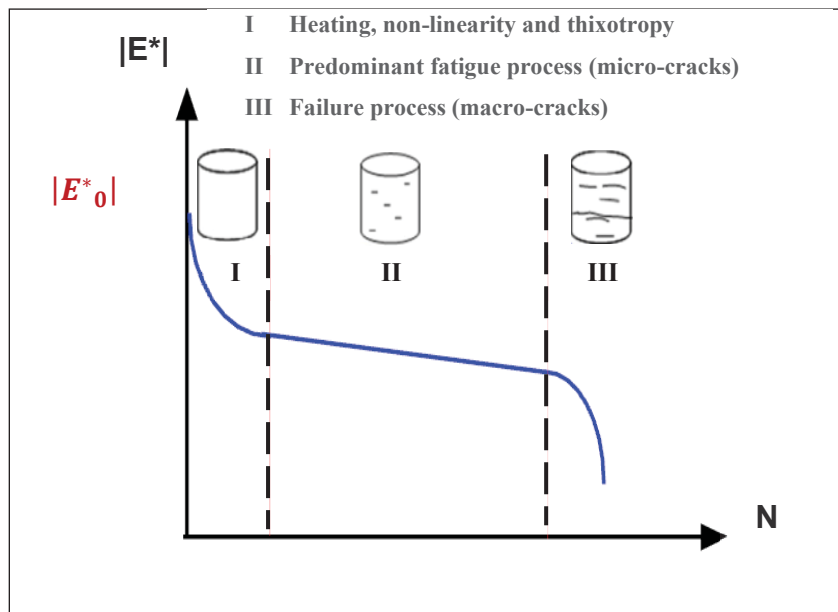


Figure 5.1 Evolution of Rigidity (Complex Modulus) as a Function of the Number of Cycles. From H Baaj (2002)

Wöhler's law is used to model the fatigue behavior of an asphalt mixture when designing a pavement. The law links the duration life (N_f) to the strain, where N_f must represent the transition zone between Phases II and III (Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015). Defining a correct criterion is crucial for determining the fatigue failure of the material (Tapsoba et al., 2013b). It should be noted that in the case of continuous cyclic loading, the loss of stiffness of a sample cannot be solely related to the fatigue damage of the material itself, especially at the beginning of the test. Four phenomena can be associated with the loss of stiffness of the material subjected to continuous cyclic solicitation (Hervé Di Benedetto, Nguyen, & Sauzéat, 2011b): (1) non-linearity, (2) energy dissipation (heating effect proper to viscosity), (3) thixotropy of the binder, and (4) fatigue damage. For nonhomogeneous tests, Di Benedetto et al. (Hervé Di Benedetto et al., 2011b) showed that the N_f value can be different from that obtained from homogeneous tests over several decades. To correctly analyze the

evolution of the stiffness loss associated with the fatigue phenomenon alone, it is necessary to take into account the effects of bias induced under cyclic stress.

It is quite difficult to link the different fatigue tests and the different fatigue criteria together. However, a basic fatigue model exists that is used to calculate the damage in every M-E pavement design method that can be written in the form of Equation 1 (Perraton, Di Benedetto, Carter, & Proteau, 2019b):

$$N_f^{\text{labo}} = N_{f1}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \cdot E(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})^{a_3} \cdot E(\theta, f)^{-a_3} \cdot \varepsilon_0^{-a_2} \quad (5.1)$$

Where: $N_{f1}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ is a coefficient equal to the fatigue life at reference fatigue testing conditions $(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ for a strain amplitude of 1 m/m (Probability of 50%);
 $N_{f1}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) = 10^6 \cdot \varepsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})^{a_2}$;
 $E(\theta, f)$ is the stiffness of the material at the temperature, θ , and frequency, f , of design;
 $E(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ is the stiffness of the material at reference fatigue testing conditions $(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$;
 a_3 is a coefficient to quantify temperature effect; and
 a_2 is the slope of the Wöhler line in the $\log N_f$ - $\log \varepsilon_0$ domain.

5.6 Fatigue analysis

Fatigue results are analyzed in a bid to determine the transition point between Phase II and phase III during a fatigue test. To that end, the failure criterion must be properly set to match the transition point of the bituminous material. There are a many fatigue failure criteria that can be used, and most commonly, failure is usually defined as the number of cycles needed to reach a modulus value equal to half the initial modulus (classical criteria, $N_{f50\%}$). Tapsoba et al. (Tapsoba et al., 2013b) separated fatigue failure criteria into four (4) categories, namely: 1) classical criteria based on an arbitrary decrease of modulus, 2) phase angle evolution/change criteria, 3) specimen homogeneity criteria, and 4) dissipated energy criteria.

After selecting a criterion, fatigue tests are performed at different strain or stress levels, and the relationship between the applied amplitude and the number of cycles to failure (N_f), i.e., the fatigue law as defined by Wöhler, can be plotted. Usually, fatigue tests are performed at a single temperature and at a single frequency. Nevertheless, fatigue results are very sensitive to the analysis method, the material geometry and the experimental procedures, which induce a significant amount of scatter in results, making it difficult to compare results from different types of tests.

Figure 5.2 presents the strain amplitude needed to reach failure after 10^6 cycles, here designated as ϵ_6 , for four different types of fatigue tests (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). The Indirect Tensile Test (ITT) is based on the European standard, but is not commonly used. The 2PB is the standard fatigue test used in France (NF EN 12697-24), while the 4PB test is used to characterize fatigue for Pavement ME (AASHTO-T-321). The TC is not standardized, although it is used in many research projects in Canada, Europe, and the USA. Figure 5.2 shows that the dispersion of results for a given type of fatigue test is not negligible and, moreover, the fatigue performance, as defined by the ϵ_6 value, is very different for various types of tests. This gives rise to inconsistent pavement designs of similar structures.

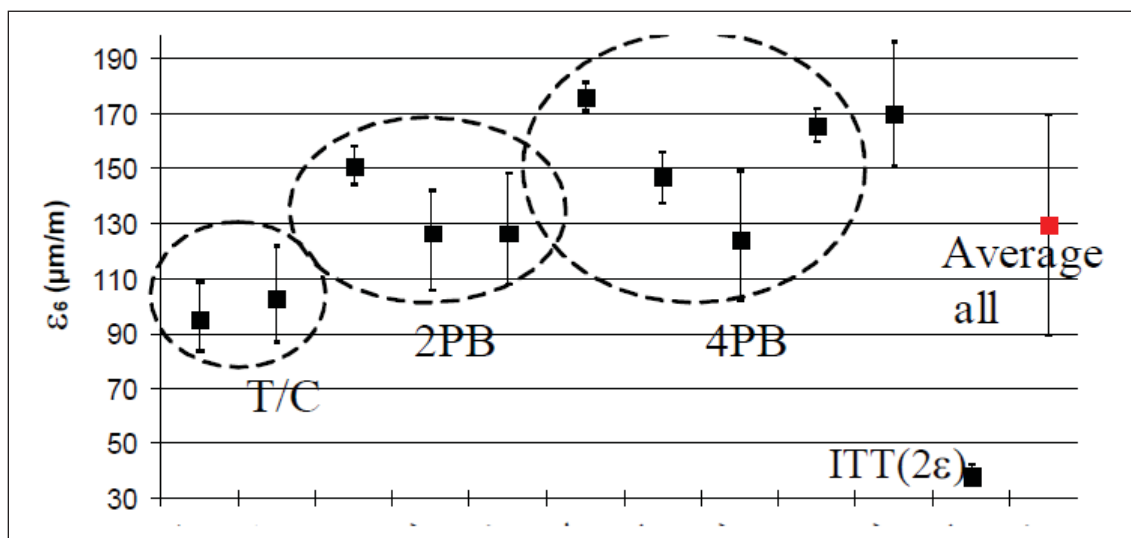


Figure 5.2 Strain amplitude needed to reach fatigue failure after 1,000,000 cycles for different fatigue tests; uniaxial Tension-Compression (TC), 2-Point bending (2PB), 4-point bending (4PB), and Indirect Tensile Test (ITT)
From Benedetto, Roche, Baaj, Pronk, & Lundström (2004)

The determination of N_f based on the classical approach is restrictive and not always related to the Phase II to III threshold (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). Instead, in this paper, we propose using a new method based on the evolution of both the modulus and phase angle (ϕ_E) to have a complete description of the viscous properties of the sample. ϕ_E is the lag between the stress and strain signal in a sinusoidal loading. The $|E^*|$ -to- ϕ_E evolution allow a better visualization of the Phase II to III threshold undergoing fatigue test, and thus allow a better definition of the failure point of the bituminous material, regardless the type of test used.

From the results of the Rilem inter-laboratory study conducted on a given HMA, Di Benedetto et al. (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004) did a comparison of fatigue test results obtained from T/C and 4PB test methods with referring to the Black domain relationship ($|E^*|$ - ϕ_E). The results are shown in Figure 5.3a.

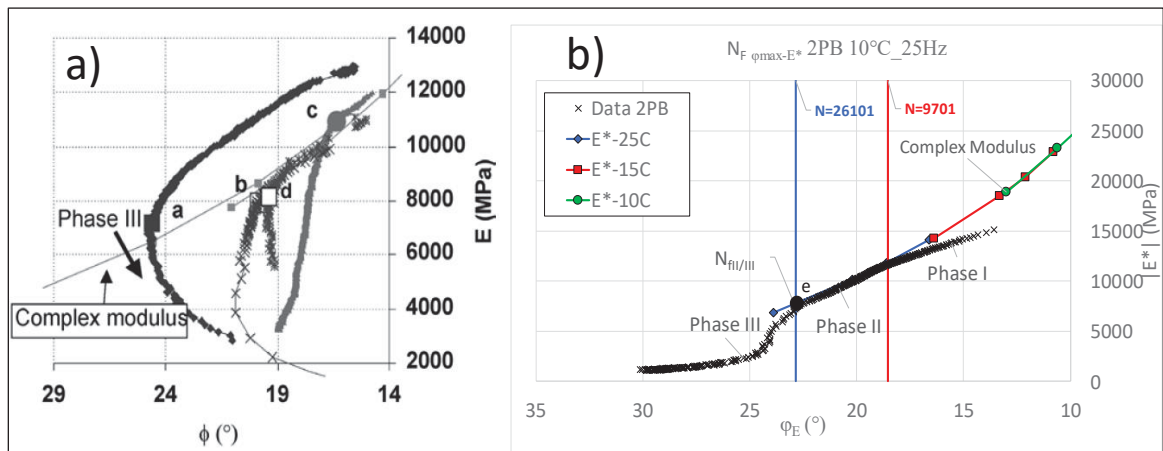


Figure 5.3 Fatigue test results presented in Black domain to identify the phase II and III threshold (a) data from TC and 4PB tests (Benedetto et al., 2004), and (b) data from 2PB test

Figure 5.3a shows a typical 4PB and TC fatigue test analysis. As can be seen, in the Black domain, TC test results clearly reveal the typical decrease of the specimen stiffness linked to the threshold of Phases II and III (dot *a* in Figure 5.3a). Based on this result, Di Benedetto et al. (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004) proposed a new way to pinpoint the change associated with $N_{II/III}$ when analyzing fatigue data results from a 4PB test.

For this analysis, fatigue results are plotted in the Black domain by considering data from the $|E^*|$ -to- ϕ_E evolution. Then, the isothermal curves are drawn as shown in Figure 5.3(b). The rigidity evolution in the LVE domain serves as an indicator to distinguish when the behavior of the sample is derived from that of a virgin material, and can thus be used to identify when failure occurs for all fatigue test types (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). Point *a* indicates the failure (transition between Phases II and III of a fatigue test) of a specimen tested in TC. The other points, *b*, *c*, and *d* indicate the same transition point (between Phases II and III) for 4PB fatigue tests, and point *e* is related to the experimental data of this research using a 2PB test. The modulus (rigidity) of the specimen at failure, points *a* to *e*, is then noted, and the corresponding number of cycles to reach that stiffness is recorded as $N_{\text{II/III}}$.

5.7 Experimental campaign

5.7.1 Sample Preparation

5.7.1.1 Mix Design Characteristics

Two types of samples were used in the experimental program: cylindrical samples for TC tests and trapezoidal samples for 2PB tests. Tableau 5.1 gives a detailed description of the size distribution of aggregates used to manufacture the EME 14 samples.

Fatigue samples were extracted from slabs compacted in the laboratory ($125 \times 400 \times 600 \text{ mm}^3$) at CTA's facilities. For each slab, EME14 mix was first heated in a convection oven to reach the temperature of compaction (170°C) and cleared out into a steel pan. After a manual homogenization, the mix was covered and kept in an oven at the compaction temperature target for a curing time of 2 hours. After curing, the material was again manually homogenized before being compacted with a MLPC wheel compactor according to Quebec test method LC 26-400 and French standard NF EN 12697-33.

Tableau 5.1 Mix Design Characteristics and Properties

Mix		EME14
Asphalt Cement Performance Grade		Viaflex M
Mixing Unit		Laboratory
Sieve (% Passing)	28 mm	100
	20 mm	100
	14 mm	98
	10 mm	82
	5 mm	53
	2.5 mm	46
	1.25 mm	35
	630 μm	27
	315 μm	21
	160 μm	17
	80 μm	13.5
Bulk Specific Gravity of Aggregate		2.682
Asphalt Concrete Mix Characteristics	% Total Binder Content (m/m)	4.4
	Effective Bitumen Content:	8.5
	Maximum Specific Gravity	2.568
Voids (%) from Gyratory Compactor (SGC)	10 gyrations	12.5
	100 gyrations	4.5
	200 gyrations	3.8

5.7.1.2 Cylindrical Samples

After a minimum curing time of two weeks in laboratory conditions, 75 mm-diameter samples were cored in the thickness of the slab, in the direction of the wheel compactor displacement, as shown in Figure 5.4. The samples were then trimmed to 150 mm and stocked horizontally in sand beds. Finally, for fatigue tests, an aluminum plate was glued to each end of a tested sample for mechanical connection. Prior to aluminum plates being bonded, each sample was weighed carefully to determine its apparent density (LC 26-040) and to calculate the void content (LC 26-320).

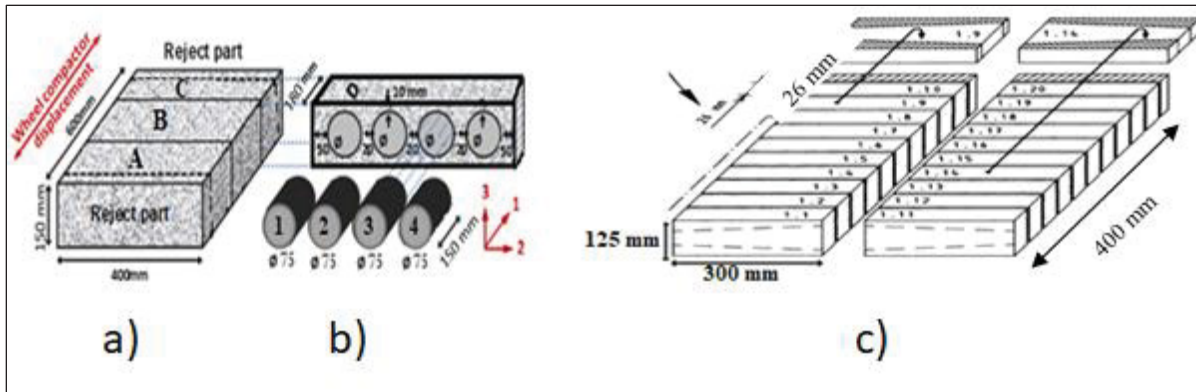


Figure 5.4 (a) Sawing pattern on slab from MLPC plate compactor; (b) Coring of samples (Standard NF P 98-250-3: AFNOR, 1992) and (c) Illustration depicting the 2PB test (all dimensions in millimeters)

5.7.1.3 Trapezoidal Samples

The trapezoidal fatigue test pieces were made from 90 mm high slabs using a masonry saw and a specially designed clamping device. The sawing procedures used ensure that a large number of specimens are obtained from the same slab, while having an acceptable level of homogeneity in terms of air void distribution. Using this procedure, it was possible to produce 10 samples per slab (Figure 5.4).

5.7.2 Experimental Device and Test Principle

5.7.2.1 2-Point Bending (2PB) Test

The 2PB test is a standardized test commonly used in Europe to characterize the fatigue behaviour of bituminous materials (EN 12697-24 and EN 12697-24). The test applies a continuous sinusoidal waveform to the top of a trapezoidal sample. The specimen is stuck between the plates (top and bottom), and the fracture usually occurs at 1/3 of the height, where the bending moment is maximal (see Figure 5.5c) (EN-12697-24-2007 and EN-12697-26-2004). The dimensions of trapezoidal specimens are shown schematically in Figure 5.5a. Figure 5.5b shows the 2PB equipment of the Eurovia Research Center.

The initial modulus is usually determined as the average load and deformation between the 100th and 500th applications. Traditionally, a fatigue test ends when the stiffness has decreased to half of its initial value in strain-controlled mode; at this point, the specimens have reached the failure phase (in the case of a stress-controlled mode) (Tayebali et al., 1994).

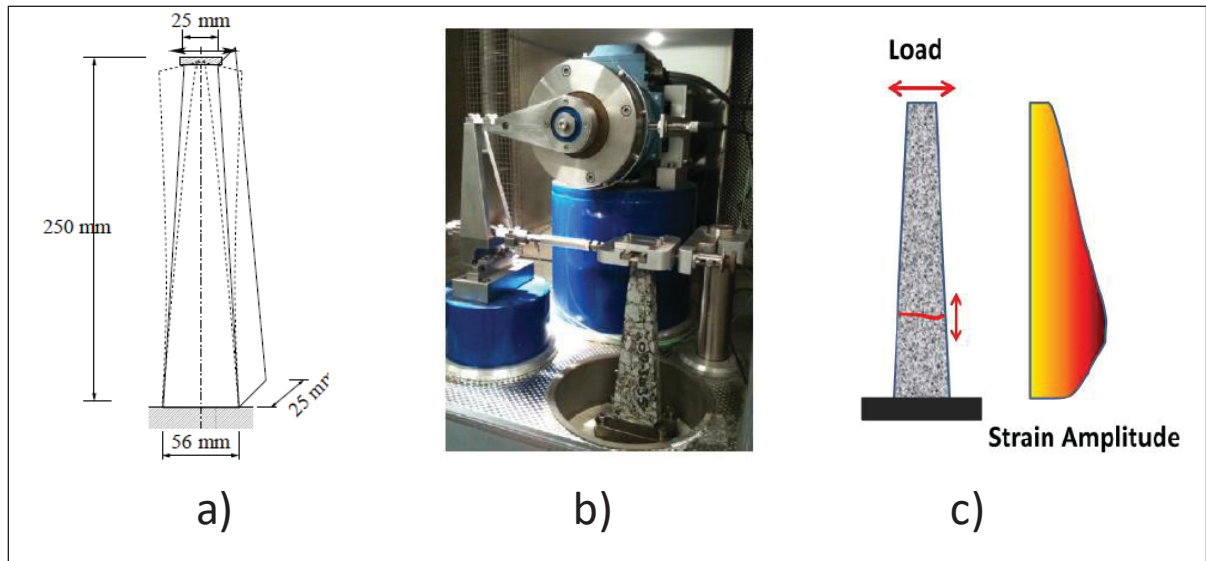


Figure 5.5 a) Trapezoidal specimen for 2PB, b) Point bending equipment, and c) Stress distribution in trapezoidal specimen. From Maggiore & Airey (2013)

5.7.2.2 Uniaxial Tension-Compression (TC) Test

Uniaxial homogeneous TC fatigue tests are carried out with a hydraulic press having a maximum capacity of 100 kN and a 50 mm axial stroke amplitude. The thermal condition is ensured by a thermal chamber to keep the sample at a constant temperature during the test. The test is conducted at a temperature of 10°C and at a frequency of 25 Hz. The axial strain amplitude was measured using three extensometers as shown in Figure 5.6 (experimental device).

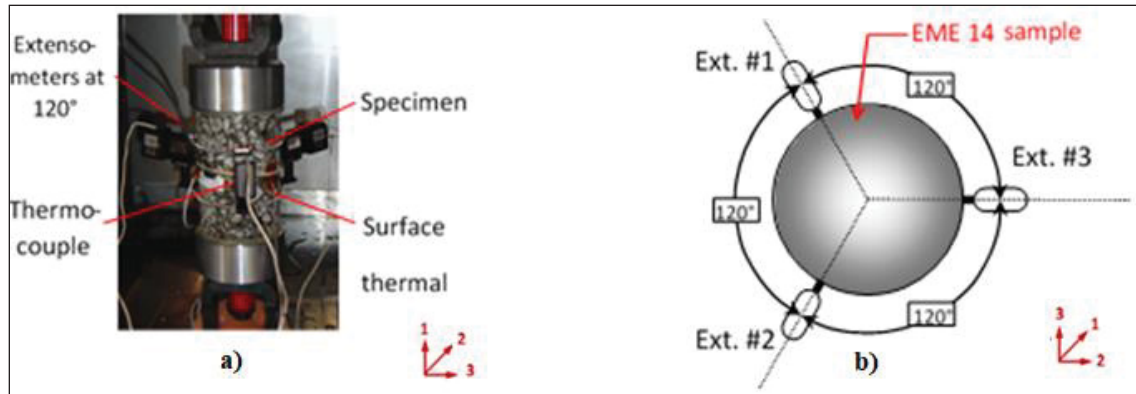


Figure 5.6 Setup for tension-compression test: a) Picture of the overall setting and b) Upper view of the instrument sample

The sinusoidal signal of strain ($\varepsilon_1(t)$) and stress ($\sigma_1(t)$) were fitted to the experimental data (Figure 5.7) and used to calculate the standard ($|E^*|$) and phase angle (ϕ_E) of the complex modulus (E^*) based on Equations (5.2) to (5.4).

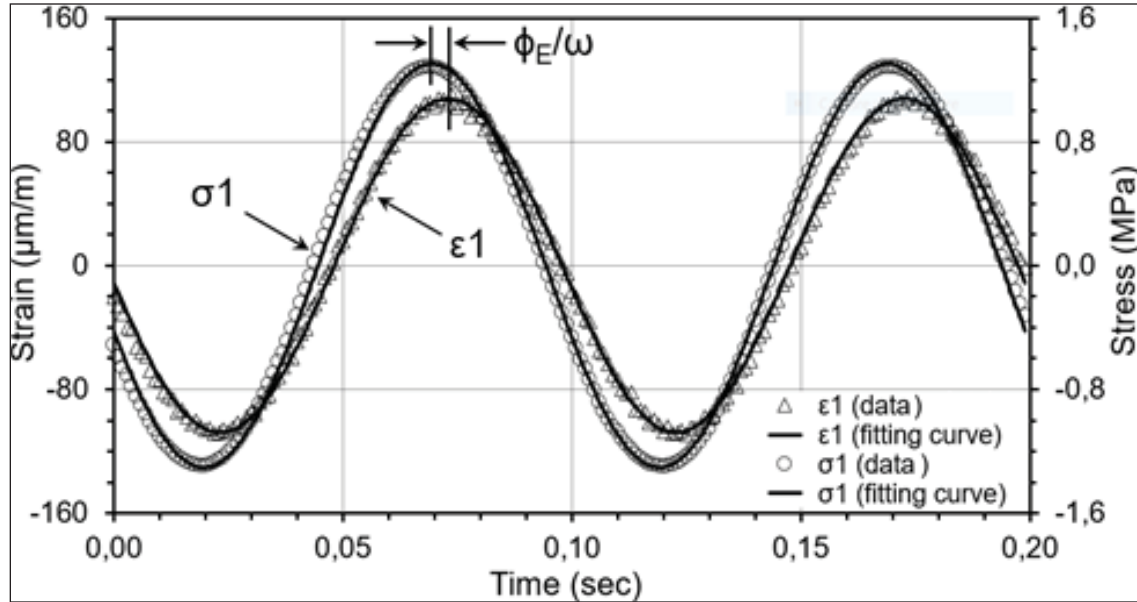


Figure 5.7 Example of stress (σ_1) and strain (ε_1) measurements (data) and sinusoidal fitting curves

$$\varepsilon_1(t) = \varepsilon_{01} \sin(\omega t) \quad (5.2)$$

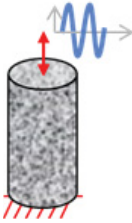
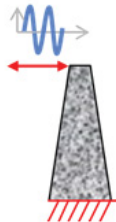
$$\sigma_1(t) = \sigma_{01} \sin(\omega t + \phi_E) \quad (5.3)$$

$$E^* = \frac{\sigma_{01}}{\varepsilon_{01}} e^{j\phi_E} = |E^*| e^{j\phi_E} \quad (5.4)$$

5.7.3 Experimental Program

Thirty (30) samples were tested in fatigue in this experimental campaign, with 10 samples having a cylindrical geometry and 20 having a trapezoidal shape. The TC tests were conducted in the “laboratoire des chaussées et matériaux bitumineux” LCMB, while the 2PB tests were done Eurovia’s laboratory in France. The dimensions and testing conditions are summarized in Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Summary of Experimental Parameters for the Fatigue Tests

Testing	Test method	Sample number	Sample sizes (mm)	Sample geometry	Testing Conditions
Fatigue	Tension-Compression ¹ (TC)	10	Cylinder Ø = 75 H = 150		<ul style="list-style-type: none"> • Sinusoidal cyclic loading under strain control • Strain amplitude, ε_0: 150 to 200 $\mu\text{m/m}$ • Strain average value, $\varepsilon_{\text{average}} = 0\mu\text{m/m}$ • Testing temperature: 10°C • Loading frequency: 25 Hz
	2-points bending ² (2PB)	20	trapezoidal 25*25*70* 250 mm ⁴		<ul style="list-style-type: none"> • Sinusoidal cyclic loading under displacement control • Strain amplitude, ε_0: 180 to 340 $\mu\text{m/m}$ • Strain average value, $\varepsilon_{\text{average}} = 0\mu\text{m/m}$ • Testing temperature: 10°C • Loading frequency: 25Hz
<p>1 LCMB - ÉTS (Canada)</p> <p>2 Centre de recherche Mérignac (France)</p>					

5.8 Results

5.8.1 Initial Modulus, E_0

E_0 represents the value of the complex modulus at the beginning of a test. For the 2PB test, this value is obtained according to the standard EN 12697-24, 2004 as the average between the 100th and the 500th cycles of loading. For the TC test, E_0 is determined by the linear regression of complex modulus data on cycles 500 to 750 of the fatigue test and extrapolation to cycle 1.

Tableau 5.3 and Figure 5.8 give E_0 results for TC and 2PB tests. The obtained average complex modulus values for the 2 tests are 16,373 MPa for TC and 15,199 MPa for 2PB. The standard deviations for TC and 2PB are 418 MPa and 692 MPa, respectively. Figure 5.8 presents the average values of E_0 for the tested samples.

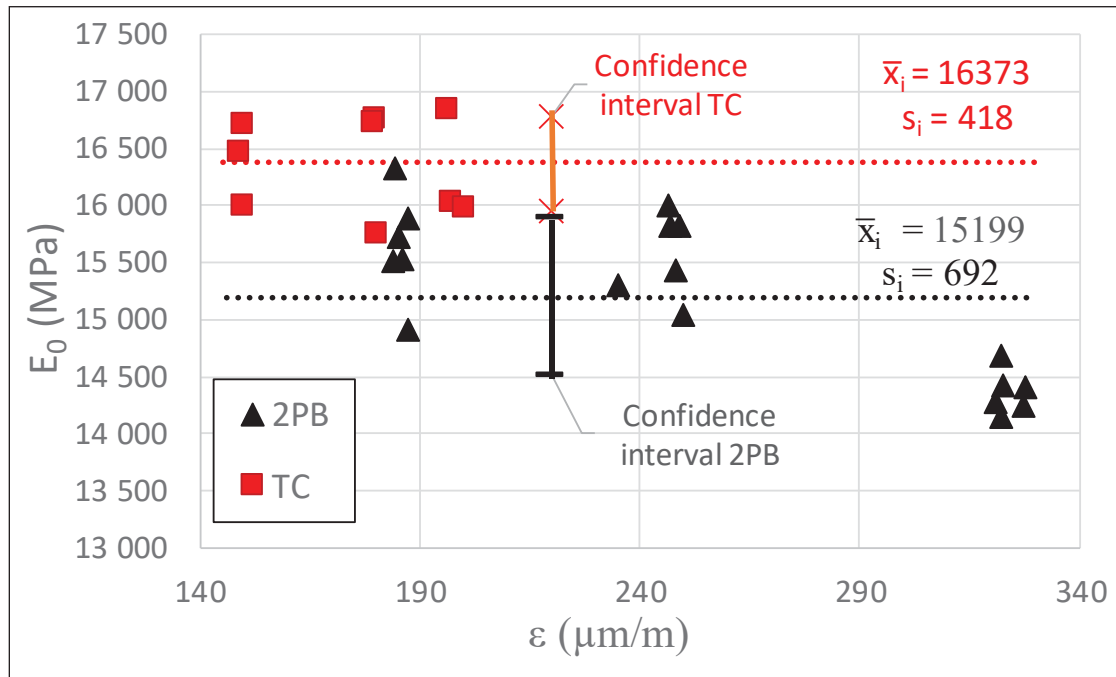


Figure 5.8 Initial stiffness E_0 for obtained from Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) Tests

From the E_0 results, it can be concluded that the scattering on the modulus is rather low for each test. This indicates good quality for each test. Any type of test can give a good complex modulus value if it is executed and interpreted correctly. This conclusion is consistent with previous RILEM work, which led to a recommendation presented in Di Benedetto et al. (H Di Benedetto & Neifar, 2002; H Di Benedetto, Partl, Francken, & De La Roche Saint André, 2001).

Tableau 5.3 Initial Modulus Values for TC and 2PB Tests (10°C; 25Hz)

Tension-Compression (TC) Tests				2-Point Bending (2PB) Test			
Sample (#)	Voids (%)	Strain amplitude ($\mu\text{m/m}$)	E_0 (MPa)	Sample (#)	Voids (%)	Strain amplitude ($\mu\text{m/m}$)	E_0 (MPa)
SL18bA1	2.3	180	15,770	SL17_191_101	2.4	322	14,686
SL18bA2	2.2	180	16,764	SL17_191_102	2.5	248	15,432
SL18bA3	2.4	179	16,733	SL17_191_103	1.8	321	14,288
SL18bA4	2.3	196	16,849	SL17_191_104	2.1	185	16,325
SL6A2	2.5	150	16,013	SL17_191_105	2.7	235	15,306
SL18bB1	2.4	150	16,728	SL17_191_106	2.1	184	15,523
SL18bB3	2.2	149	16,472	SL17_191_107	1.6	247	16,002
SL18bC1	2.6	197	16,045	SL17_191_109	1.8	247	15,828
SL18BC3	2.4	200	15,985	SL17_191_110	2.4	322	14,158
				SL17_191_111	1.8	328	14,247
				SL17_191_112	1.7	250	15,042
				SL17_191_113	1.7	323	14,427
				SL17_191_114	1.7	188	14,912
				SL17_191_115	1.8	185	15,732
				SL17_191_116	2.0	328	14,415
				SL17_191_117	2.5	186	15,531
				SL17_191_118	1.7	249	15,835
				SL17_191_119	1.8	187	15,887
Average (\bar{x}_i)			16,373	Average (\bar{x}_i)			15,199
Standard Deviation (s_i)			418	Standard Deviation (s_i)			692

5.8.2 Impact of Failure Criteria

Four (4) fatigue criteria were studied in the present work, and can be classified as follows:

- Classical criterion based on 50% modulus decrease, $N_{f50\%}$;
- Criterion from Black domain evolution, $N_{fE^*-\phi_E}$;
- Criterion from phase angle evolution $N_{f\phi_E-N}$; and
- Criterion from damage analysis N_{fE^*-N} .

The adopted fatigue criterion for the new method of analysis proposed in this paper is calculated as the average of $N_{fE^*-\phi_E}$, $N_{f\phi_E-N}$ and N_{fE^*-N} and it is called $N_{fIV/III}$. Tableau 5.4 and Tableau 5.5 summarize the results of the number of cycles to failure according to each criterion for the TC and 2PB tests.

Tableau 5.4 Fatigue Life from Different Failure Criteria for Tension-Compression (TC) Tests

Test	Sample			Testing Conditions		Fatigue Life (N _f)				
	V _m (%)	SLAB (#)	ID (#)	ε ₀ (μm/m)	Sample break	N _{f50%}	N _{fφ_E-N}	N _{fφ_E-N}	N _{fE*₋N}	N _{II/III} *
TC	2.5	06	A2	149.7	NO	8,415,617	18,386,089	18,386,089	18,386,089	18,386,089
	2.2		C3	180.2	YES	1,772,788	3,467,641	3,467,641	3,467,641	3,467,641
	2.3	18b	A1	180.2	YES	388,681	263,319	261,306	261,306	261,977
	2.2		A2	179.7	YES	279,415	1,276,403	1,276,403	1,276,403	1,276,403
	2.4		A3	179.5	YES	406,354	1,025,675	1,050,757	1,015,647	1,030,693
	2.3		A4	196.2	YES	114,271	227,071	227,071	227,071	227,071
	2.4		B1	149.7	YES	408,403	424,517	442,502	422,502	423,173
	2.2		B3	148.9	YES	4,380,352	4,214,870	3,237,051	4,214,870	3,888,930
	2.6		C1	197.2	YES	103,560	928,028	823,285	974,358	908,557
	2.4		C3	200.3	YES	80,615	402,328	567,501	565,488	566,495
* Mean value of N _{fE*₋φ_E} , N _{fφ_E-N} and N _{fE*₋N}										

Results show significant scatter in life duration between the classical criterion and other criteria. This difference is more significant for the TC test than for the 2PB test. Also, a factor of 10 is to be considered for samples at the same strain/deformation level for both the TC and 2PB tests. This can be caused by some heterogeneity among the samples, as well as test

Figure 5.9 presents the classical Wöhler curves (fatigue law), considering only the TC test in controlled-strain mode for all criteria. In these curves, the duration life versus the amplitude of the applied strain can be formulated by Equation 5.5:

$$N_f = N_{f1}(\theta, f) \cdot \varepsilon_0^{-a_2} \quad (5.5)$$

The parameters of the Wöhler law are given in Tableau 5.6 for TC fatigue tests and all studied criteria. From Tableau 5.4 to Tableau 5.6 and Figure 5.9, it appears that:

- No link could be found between the fatigue lives from the classical criterion and the other criteria;
- The obtained fatigue lives are very different following the considered failure test criterion;

Tableau 5.6 Values of Wöhler's Law Parameters for TC Test for All Criteria
($n = 10$; $E_0(10^\circ\text{C}; 25 \text{ Hz}) = 16,373 \text{ MPa}$; $a_3 = 2.5$)

Criterion Parameters	$N_{f50\%}$	$N_{fII/III}$	$N_{f\phi_E-N}$	$N_{fE^*-\phi_E}$	N_{fE^*-N}
$N_{f1}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$	3.622E-39	7.633E-33	4.248E-04	1.755E-31	1.140E-32
a_2	11.8	10.2	10.6	9.8	10.2
b	-0.085	-0.098	-0.094	-0.102	-0.099
a_1	1.34E-28	2.82E-22	1.57E+07	6.48E-21	4.21E-22
$\varepsilon_6 (\mu\text{m/m})$	170	182	182	182	183
R^2	0.76	0.63	0.66	0.60	0.63
$S_{\log(N_f)}$	0.55	0.61	0.62	0.60	0.61
Factor *	0.53	0.45	0.65	0.63	0.67
SN_f^{**}	0.29	0.27	0.41	0.38	0.41
$\Delta\varepsilon_6^{***}$	5.71	4.12	4.29	3.95	4.09
<p>* factor = $\sqrt{\frac{(1-R^2) \times (n-1)}{(n-2)}}$ ** $SN_f = S_{\log(N_f)} \cdot \text{factor}$</p> <p>*** $\Delta\varepsilon_6 = 0,5\varepsilon_6 e^{-(2bS_0+1)}$ $S_0 = SN_f \times \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(\lg(\varepsilon_6) - \lg(\varepsilon))^2}{(n-1) \times S_{\lg(\varepsilon)}^2}}$</p>					

- The $N_{fE^*-\phi_E}$, $N_{f\phi_E-N}$ and N_{fE^*-N} give close results, i.e., same ϵ_6 and same SN_f ; and
- The $N_{f50\%}$ gives smaller fatigue than $N_{fII/III}$ for the TC test, while the opposite is observed for the 2PB test.

The fatigue life obtained from the classical criterion in a TC test is smaller than the one obtained from other criteria due to artifact phenomena occurring during the test. We noted that the temperature at the sample surface rises up to 3.6°C, depending on the applied strain. Heating causes a decrease in the complex modulus value, thus leading to half of the initial stiffness being reached more quickly.

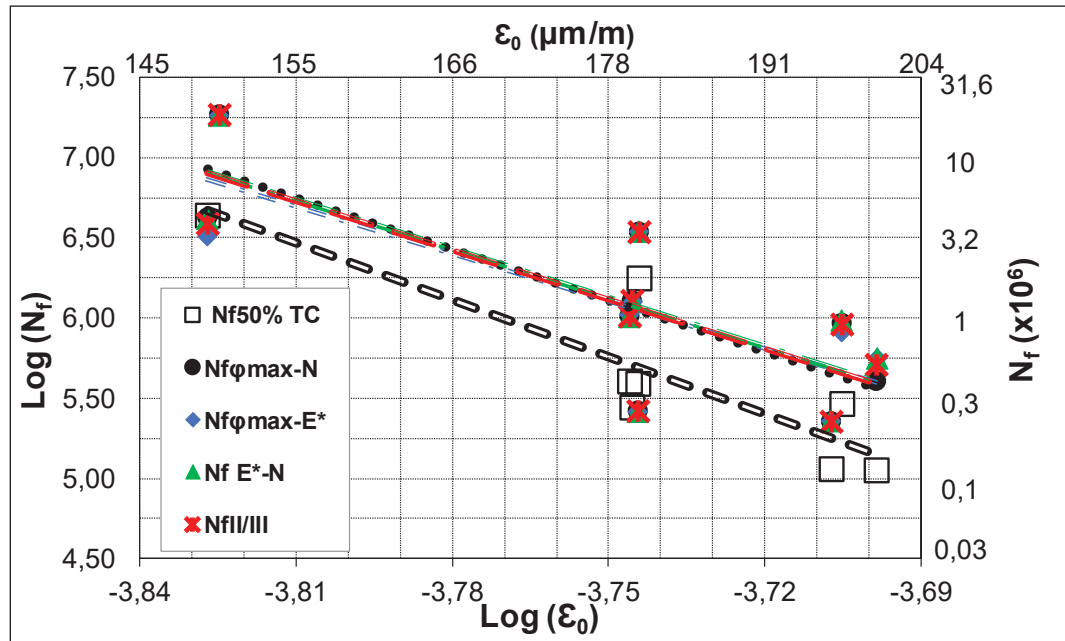


Figure 5.9 Fatigue curves for Tension-Compression (TC) test at 10°C and 25 Hz from different failure criteria

From the results obtained, it can be concluded that the classical criterion $N_{f50\%}$ is not very appropriate for characterizing the fatigue life of tested bituminous samples.

5.8.3 Impact of Test Type using a Classical Approach

To assess the impact of the fatigue test type on the Wöhler curves of EME 14, we plotted the number of cycles to failure versus the applied strain in a logarithmic axis for both the TC and

2PB tests, as shown in Figure 5.10. The number of cycles to failure was determined based on the classical approach ($N_{f50\%}$). The parameters of the Wöhler curves are reported in Tableau 5.7.

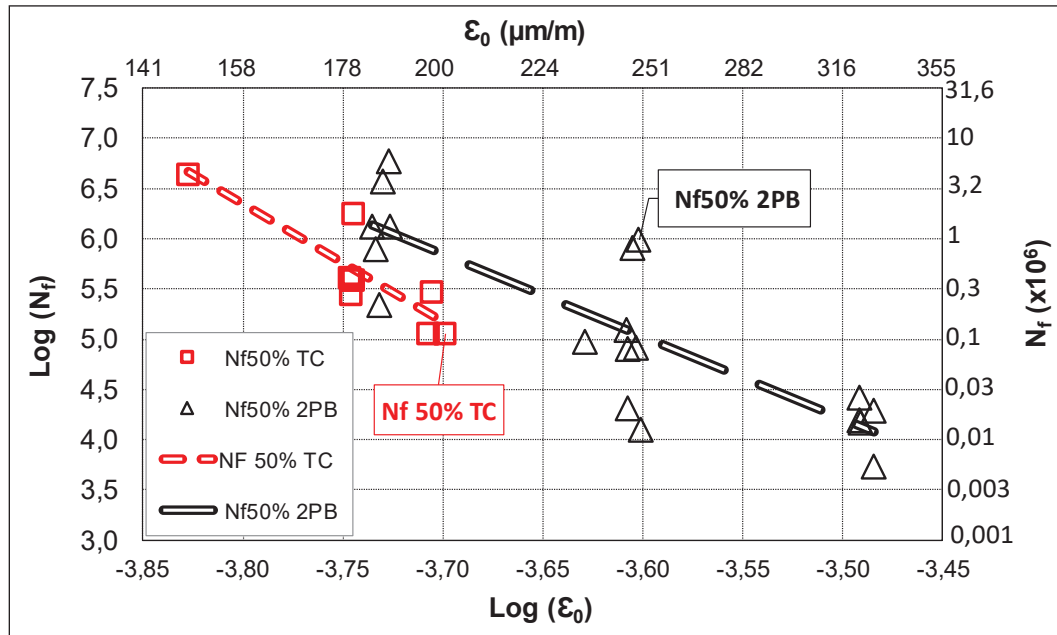


Figure 5.10 Wöhler curves for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests at 10°C and 25 Hz from classical approach

From Figure 5.10 and Tableau 5.7, it can be seen that:

- The fatigue life of the material depends on the test type; no link could be spotted between the TC and 2PB tests;
- The 2PB test gives a higher fatigue life value than does the TC test at the same strain amplitudes. The ϵ_6 is 170 $\mu\text{m/m}$ for TC and 191 $\mu\text{m/m}$ for 2PB;
- At the same strain level, the results of fatigue life duration from TC are less scattered than those from 2PB tests. The R^2 is higher for the TC test. The maximum ratio between the life durations varies from 20 at 150 $\mu\text{m/m}$ to 1.5 at 200 $\mu\text{m/m}$ for TC tests and from 28 at 185 $\mu\text{m/m}$ to 5 at 324 $\mu\text{m/m}$ for 2PB tests;
- The SN_f value is 0.29 for TC tests and 0.53 for the 2PB tests, which means less dispersion for the TC test;
- The fatigue slope a_2 for TC tests is higher than for 2PB. the values are 11.8 and 8.2, respectively.

Tableau 5.7 Summary of Fatigue Law Parameters
for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests
using the Classical Failure Criterion ($a_3 = 2.5$)

TEST	TC	2PB
Criterion		
Parameters	$N_{f50\%}$	$N_{f50\%}$
n	10	20
$N_{fI}(\theta_{test}, f_{test})$	3.622E-39	4.295E-25
a_2	11.8	8.2
b	-0.085	-0.122
$E_0(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz})$ (MPa)	16,373	15,199
ϵ_6 ($\mu\text{m}/\text{m}$)	170	191
R^2	0.76	0.69
$S_{\log(N_f)}$	0.55	0.93
Factor	0.53	0.57
SN_f	0.29	0.53
$\Delta\epsilon_6$	5.71	3.10

From the analysis above, it is clear that fatigue life value is very sensitive to test methods from a classical approach. As is evident in the literature, this criterion does not adequately describe the fatigue behavior of bituminous materials, especially those with a high polymer content (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Perraton et al., 2018; Tapsoba et al., 2013b). Moreover, the fact that the 2PB test gives a higher life duration versus the TC test was reported in the literature by Di Benedetto et al. (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). The explanation given was related to the small amount of deformation in the sample used, due to its geometry. For the trapezoidal test, the deformation values vary from zero to a certain maximum value (external fiber of the sample), which is equal to the strain level applied throughout in the TC sample.

5.8.4 Correlation between TC and 2PB Tests using a new method NM

In order to correlate the parameters of the fatigue law of the TC and 2PB tests, a new approach was adopted based on previous discussions. The criterion $N_{II/III}$ was calculated from the mean value of $N_{fE^*-\phi_E}$, $N_{f\phi_E-N}$ and N_{fE^*-N} . This approach allows taking account of the evolution of

the rigidity of the material ($N_{fE^*_N}$) as well as the viscous behaviour ($N_{fE^*_{\phi_E}}$, $N_{f\phi_E_N}$) during fatigue testing, which allows a greater insight into the material behaviour shift. The results obtained were represented using Wöhler curves, as presented in Figure 5.11. A summary of the curves' parameters is given in Tableau 5.8.

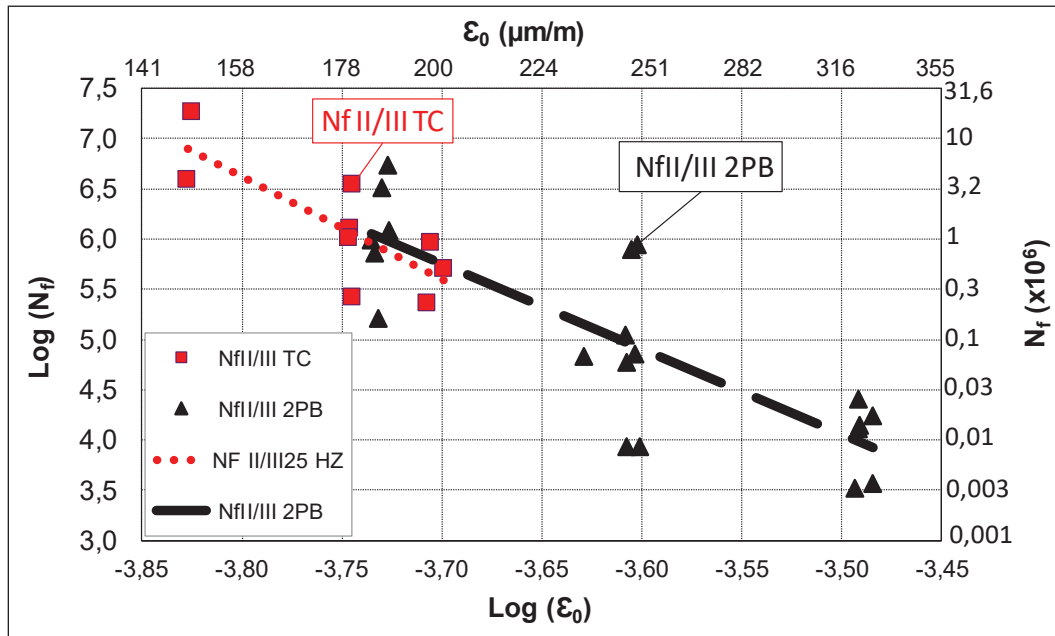


Figure 5.11 Wöhler curves for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests at 10°C and 25 Hz using the proposed new method

Overall, the ϵ_6 values for the new method are similar for both tests, and vary from 183 $\mu\text{m/m}$ for TC to 187 $\mu\text{m/m}$ for 2PB. In comparison with the classical approach, the slope value for the TC test decreases from 11.8 to 10.1 for the TC test and increases slightly from 8.2 to 8.5 for 2PB test. The SN_f values remain relatively the same for both approaches, as do the R^2 values. Although 2PB still gives a higher life duration, the differences are less significant compared to classical method. The major differences between the classical and the new method are seen in the TC fatigue law parameters; this could be related to the bias phenomenon occurring during Phase I, causing a rapid decrease in the material stiffness and thus leading to $N_{f50\%}$ being reached quickly. More studies should be undertaken to assess the impact of the bias phenomena in phase I on the fatigue behavior in different test methods. The results

obtained are very encouraging and will serve to develop a new unified bituminous fatigue behavior characterization model regardless of test methods.

Tableau 5.8 Summary of Fatigue Law Parameters for Tension-Compression (TC) and 2-Point Bending (2PB) tests using the new method ($a_3 = 2.5$; criterion: $N_{fII/III}$)

Parameters	TC	2PB
n	10	20
$N_{fI}(\theta_{test}, f_{test})$	2.242E-32	2.175E-26
a_2	10.1	8.5
b	-0.099	-0.118
a_3	2,5	2,5
E_0 (10°C;25 Hz) (MPa)	16,373	15,199
ε_6 ($\mu\text{m/m}$)	183	187
R^2	0.62	0.67
$S_{\log(N_f)}$	0.61	1.00
Factor	0.45	0.57
SN_f	0.27	0.57

5.9 Conclusion and recommendations

The fatigue behavior of bituminous materials is a very complex phenomenon. Different testing methods and failure criteria are used to describe and analyze it. This paper compares the results obtained with two different fatigue testing machines located in Europe (two-point bending 2PB) and in Canada (Tension-Compression TC). Two approaches are considered, the classical one considering a failure at 50% decrease of the modulus and the new method NM based on both modulus and phase angle. The following conclusions can be drawn:

- Fatigue law parameters are very sensitive to the test method and analysis approach;
- The choice of the failure criterion influences the fatigue law coefficients used in M-E pavement design;

- The classical failure criterion $N_{f50\%}$ is not adequate to describe the fatigue behavior of tested bituminous materials;
- An analysis of fatigue data in a Black domain ($|E^*|$ vs ϕ_E) provides a greater insight into the material behavior allowing a determination of the failure point;
- Nonhomogeneous tests (2PB) give higher life durations than do homogenous ones (TC) for the classical approach, as found in the literature. The ϵ_6 value is $170 \mu\text{m/m}$ for TC test and $191 \mu\text{m/m}$ for 2PB;
- Using the new method, the ϵ_6 value becomes $183 \mu\text{m/m}$ for TC test and $187 \mu\text{m/m}$ for 2PB;
- When using the new method of analysis, results show that the coefficients of the Whöler law are comparable for the two fatigue test methods covered.

CHAPITRE 6

COMPARISON OF FATIGUE LAW PARAMETERS BETWEEN EXTENSION-CONTRACTION (EC) AND FOUR-POINT BENDING (4PB) TESTS

Sébastien Lamothe^a, Mohamed Mounir Boussabnia^b, Daniel Perraton^c, Hervé Di Benedetto^d,
Bertrand Pouteau^e

^{a, b, c} Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

^d LTDS Laboratory (UMR CNRS 5513), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)
University of Lyon, Lyon, France

^e Centre de Recherche Eurovia Mérignac (CRM), France

Article publié dans « Proceedings of the Sixty-Fifth Annual Conference of the Canadian
Technical Asphalt Association (CTAA) – Cyberspace »,
November 2020

6.1 Préambule

À la lumière des résultats encourageant obtenues dans le chapitre 5, montrant une réduction des écarts entre les courbes Wöhler par le choix judicieux du critère de rupture, le même principe est appliqué dans le chapitre 6 pour comparer les paramètres des droites de fatigues obtenues selon l'essai TC à 10°C et 10 Hz, avec ceux issus de l'essai 4PB réalisé en conformité à la norme AASHTO T321.

6.2 Abstract

These paper analyses two (2) types of tests, used in Canada, France and United States, allowing characterizing in laboratory the fatigue performance of bituminous mixes. The extension-contraction (EC) test, realized on a cylindrical sample, and the four-point bending (4PB) test, realized on a rectangular beam, are analyzed. The tested material is a High Modulus Asphalt Concrete (HMAC). Fatigue tests will be carried out in displacement control under cyclic

sinusoidal at 10 °C and 10 Hz. Our results show that the standard analysis criterion, noted $N_{f50\%}$, associated with a 50 % drop in stiffness (or initial modulus, $|E_0^*|$) during fatigue test, appears to be limited. However, by adopting a failure criterion, noted $N_{fE-\phi_E}$, associated with the evolution of the stiffness ($|E^*|$) and the phase shift angle (ϕ_E) in the Black space, the results then show that the coefficients of the Wöhler curve become more comparable between for the two types tests. The new approach, based on $N_{fE-\phi_E}$, appears to be a good option for overcoming the limitations and weaknesses of the classical approach, based on $N_{f50\%}$. However, the determination of the phase shift angle (ϕ_E) between the displacement and the force must be defined rigorously during the test to clearly determined the fatigue life established by $N_{fE-\phi_E}$.

6.3 Introduction

Fatigue distress is one of the most common problems occurring in the pavement structure (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004). It is mainly due to repeated traffic loading that takes place during a road lifetime (Tapsoba et al., 2013b). Even though many pavement design models take this into account in predicting the evolution of pavement degradation (Perraton et al., 2018) over time, the phenomenon is still not completely understood. Fatigue resistance of asphalt pavement is defined as the ability of the pavement to withstand repeated loading without degradation or failure (Tapsoba et al., 2013b), and it is directly linked to the pavement lifetime. Ensuring a suitable structural design therefore requires a full understanding of the fatigue phenomenon.

The fatigue of bituminous materials has been the subject of many research studies (Ashayer Soltani, 1998a; H Baaj, 2002; Bodin, Pijaudier-Cabot, et al., 2004; H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Perraton et al., 2003; Piau, 1989; Tapsoba et al., 2013b). Various procedures and methods exist in different laboratories to characterize this fatigue, including homogenous and nonhomogeneous tests (Herve Di Benedetto et al., 2001; Medani & Molenaar, 2000).

A state of art reported by Rilem has shown that fatigue behaviour is very sensitive to loading conditions, materials characteristics, and tests procedures (H. Di Benedetto & J.-F. Corté,

2004). This sensitivity induces a dispersion of results, making the general interpretation of the results more complex. In addition, many analysis approaches exist for interpreting the results of fatigue tests, including the use of different fatigue criteria to access the point of material failure.

For this purpose, a cooperative experimental campaign (CEC) is ongoing between the Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB) of École de Technologie Supérieure (ÉTS), the Centre Techniques des Amériques (CTA) of Eurovia-Canada, and the Centre de Recherche of Eurovia-France in order to find more reliable correlations and reduce the scatter in fatigue results from the different types of tests and this, promote and facilitate the implementation of a new material such as High Modulus Asphalt Concrete (HMAC) for cold regions in the world. In this CEC, three-fatigue test are explored: extension-contraction, EC (or uniaxial traction-compression, TC), two-point bending, 2PB, and four-point bending, 4PB. Only results for EC and 4PB tests are provided herein. The comparison of EC and 2PB tests is presented in Boussabnia et al. (M. M. Boussabnia, S. Lamothe, H. Di Benedetto, M. Proteau, & B. Proteau, 2019).

In this paper, a literature review of the "fatigue" phenomenon, tests, criteria, approaches, and resistance are introduced. After, the material and testing program are treated. Finally, obtained results are analyzed.

6.4 Fatigue phenomenon and considered approaches for asphalt mixtures

6.4.1 Fatigue phenomenon

Fatigue of asphalt pavement occurs under repeated traffic loading. Repetition of the loading causes micro-cracks in the base layer. Micro-cracks development and coalescence cause a loss in the rigidity of the material until macro cracks form, propagate through all the asphalt layers, and hence appear on the pavement surface in the wheel path (Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015).

6.4.2 Fatigue tests

There are two types of tests used for the fatigue characterization of bituminous mixtures, namely, homogeneous and non-homogeneous tests (H Di Benedetto et al., 2001). The test is performed either in a controlled force mode (i.e., stress for a homogeneous test) or a constant controlled displacement amplitude (i.e., strain amplitude for homogeneous test). Sinusoidal loading is usually applied to determine bituminous mixture fatigue properties and to simulate, as much as possible, the conditions observed in the pavement (Hervé Di Benedetto & Corté, 2005). On the one hand, homogenous tests such as uniaxial extension-contraction (EC) test allow direct access to the material behaviour with no need for additional hypotheses or calculations. On the other hand, nonhomogeneous tests, such as the four-point bending (4PB) fatigue test, which is standard and commonly used in Europe and USA (T AASHTO, 2017), employ the theory of elastic beams to characterize the fatigue behaviour of bituminous materials.

In order to define the fatigue behaviour of bituminous mixtures, the sample is subjected to a continuous cyclic loading. During a fatigue test, the sample stiffness decreases with the number of cycles and three (I to III) distinctive phases are observed (Figure 6.1) (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Perraton, Baaj, Di Benedetto, & Paradis, 2011; Tapsoba et al., 2013b). In phase I, a rapid stiffness decrease (evolution of the norm of complex modulus, $|E^*|$) of the material is noted due to non-linearity, heating and thixotropic phenomena: the bias and artifacts effects (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Hervé Di Benedetto et al., 2011b). For less 10,000 cycles, the stiffness reduction is reversible and therefore is not attributable to the fatigue damage of the material (Q. T. Nguyen, Di Benedetto, & Sauzeat, 2015; Tapsoba, Sauzéat, Di Benedetto, Baaj, & Ech, 2015). In phase II, there is lower rate of decrease in stiffness, but this decrease evolves in a quasi-linear manner. Stiffness loss in phase II is firstly related to micro-cracking due to fatigue damage. In phase III, the cracking process is associated with the coalescence of micro-cracks, up to the point where a “macro-crack” appears and propagates within the material (M. M. Boussabnia et al., 2019; H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Herve Di Benedetto et al., 2001; Robert Lundstrom, Herve Di Benedetto, & Ulf Isacsson, 2004a;

Medani & Molenaar, 2000; Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015; Tapsoba et al., 2013b). As soon as we enter phase III, the stiffness is no longer appropriate for quantifying micro-damage in the bulk material, and the sample reaches its fatigue life at the end of phase II (N_f).

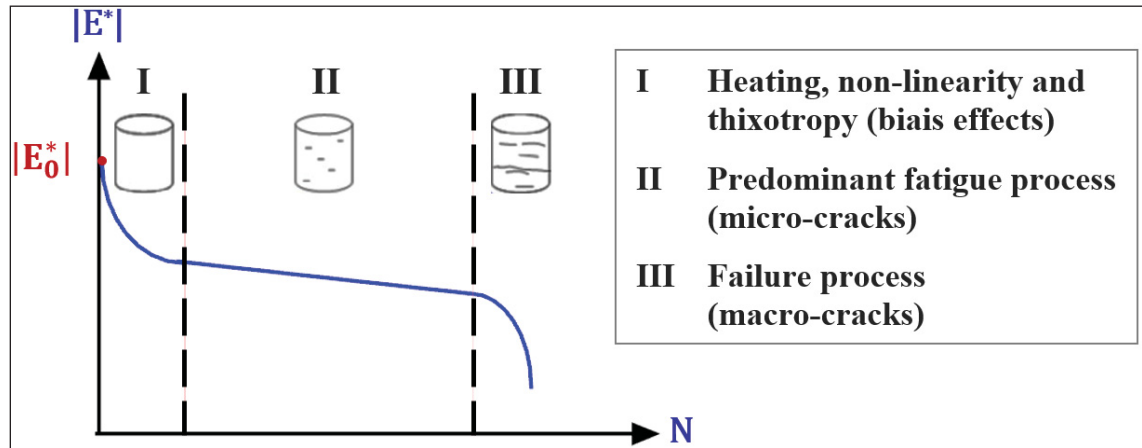


Figure 6.1 Evolution of the norm of complex modulus ($|E^*|$) according to number of cycles (N). Adapted from H Baaj (2002)

6.4.3 Fatigue failure criteria

The criterion must be properly set to match the transition point: the failure of material. There are many fatigue failure criteria that can be used. At least five failure criteria are currently used to establish the values of N_f . Among these, three (3) main categories may be defined: the first targets the number of cycles required to reach a certain level of $|E^*|$ or stiffness loss (classically of 50 %: $N_{f50\%}$); the second focuses on the evolution of the viscoelastic properties of the sample during a test to determine : the number of cycles required to reach the maximum value (or the deflection point) of the phase angle, ϕ_E ($N_{f\phi_E-N}$) or to reach the transition point of phases II to III on evolution of the stiffness (N_{fE-N}). The third tracks the non-homogeneity growth in the sample during a test. The last category is only possible for homogeneous tests, N_f is the number of cycles associated with a 25% deviation from the average of the axial strain ($N_{f\Delta\epsilon_{ax}}$) or a 5° deviation of the phase angle ($N_{f\Delta\phi_E}$) from the average of the phase angle of the three extensometers.

For a type of test, it has been shown that all criteria used provide somewhat similar results for asphalt mixtures made with unmodified bitumen (Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015; Tapsoba et al., 2013b). For asphalt mixtures with modified polymer bitumen, because of the important loss of stiffness in phase I due to the biasing effects, research has shown that the criterion $N_{f50\%}$ is often not directly linked to the transition point associated with the transition point between phases II and III (Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2015). However, the AASHTO TP 107-14 standard (TP AASHTO, 2018) refers to the maximum phase angle reached under testing as the failure point ($N_{f\phi_E-N}$). In this paper, we propose using a new method (NM), exposed in Boussabnia et al. (M. M. Boussabnia et al., 2019), based on the evolution of both the modulus $|E^*|$ and phase angle ϕ_E to have a complete description of the viscoelastique properties of the sample. The $|E^*|$ and ϕ_E evolution in the Black space, allow a better visualization of the phase II to III transition point undergoing fatigue test, and thus allow a better definition of the failure point of the bituminous material ($N_{fE-\phi_E}$), regardless the type of test used (Figure 6.2). Finally, in this paper, the transition point between phases II and III ($N_{fII/III}$) is defined by the mean value of criteria N_{fE-N} , $N_{f\phi_E-N}$ and $N_{fE-\phi_E}$.

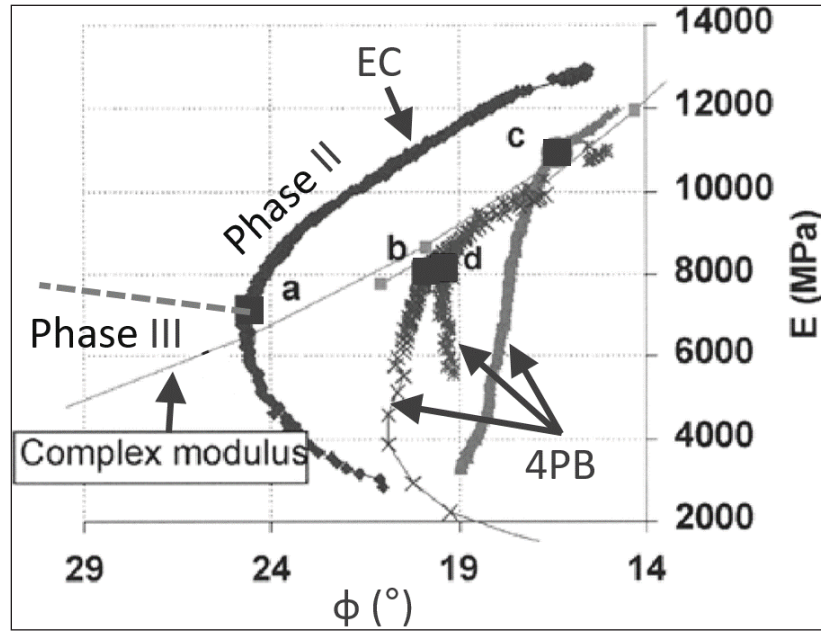


Figure 6.2 Fatigue test results presented in Black space to identify the phase III (failure) identification as "a" for EC test, and points "b", "c" and "d" for 4PB tests
From Benedetto et al. (2004)

6.4.4 Fatigue resistance

Fatigue characteristics of asphalt mixes are usually expressed as relationships between the axial strain (or axial stress) and the number of loadings (N) to failure. The number of cycles to failure are determined, according to the considered failure criterion, from tests performed at isothermal and isochronous conditions (θ_{test} , f_{test}) and at several strain (or stress) levels (ϵ_0 or σ_0). The relationship between the fatigue life and the level of solicitation is mostly defined by the classical Wöhler law as expressed by Equation (6.1):

$$N_f = N_{f1}(\theta_{test}, f_{test}) \cdot \epsilon_0^{-a_2} \quad (6.1)$$

where N_f is the fatigue life at a given temperature-frequency testing condition based on mean inputs, ie for a probability (P) of 50 %, and it is the number of cycles corresponding to the failure point for a given specific criterion; ϵ_0 is the tensile strain amplitude (m/m) at a given temperature (θ) under a given frequency (f); a_2 is the slope of the Wöhler curve when it is associated with a straight line in the $\log N_f - \log \epsilon_0$ domain; $N_{f1}(\theta_{test}, f_{test})$ is a coefficient

equal to the fatigue life at reference fatigue testing conditions ($\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}$) for a strain amplitude of 1 m/m; and $N_{f1}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) = 10^6 \cdot \varepsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})^{a_2}$ (Perraton et al., 2019b). The value of $\varepsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ is expressed in m/m. Coefficients $N_{f1}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ and a_2 will depend on both the material and the chosen criterion (Perraton et al., 2019b). Typically, in France, the “ ε_6 value” is used to define the fatigue performance of bituminous mixtures. The ε_6 value represents the amplitude strain level to apply on a sample to resist at 1 million (10^6) cycles of solicitation. Also, following the results of a RILEM study on various fatigue tests, Di Benedetto et al. (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004) showed that the classical criterion $N_{f50\%}$ is influenced by the test type (2PB, 4PB, EC and ITT) and the loading mode (controlled stress or strain).

Figure 6.3 presents the ε_6 value for four different types of fatigue tests (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004).

Figure 6.3 shows that the dispersion of results for a given type of fatigue test is not negligible and, moreover, the fatigue performance, as defined by the ε_6 value, is very different for various types of tests. This gives rise to inconsistent pavement designs of similar structures, as shown in Perraton et al. (Perraton et al., 2018).

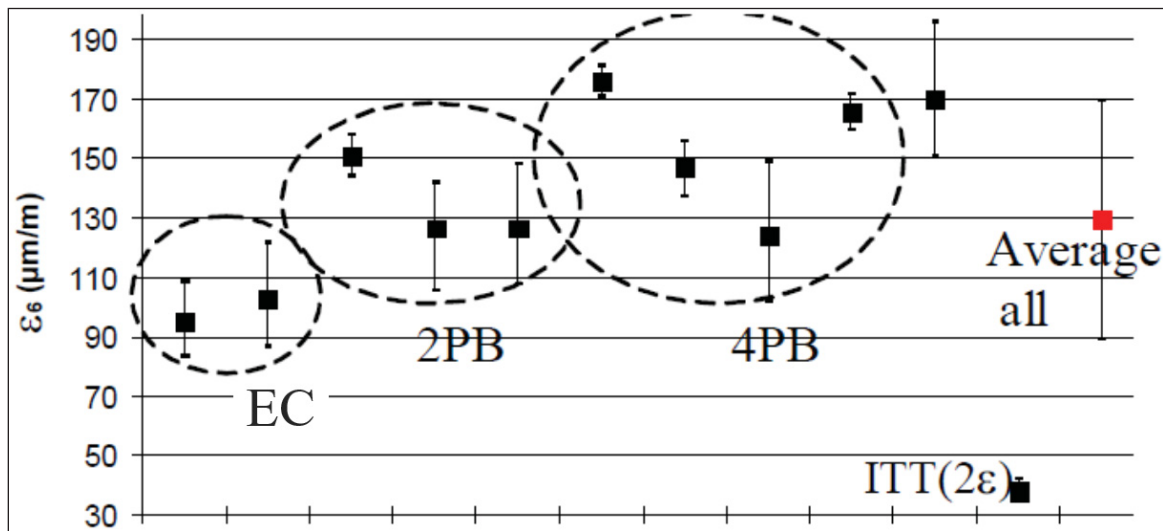


Figure 6.3 Strain amplitude needed to reach fatigue failure after 1,000,000 cycles (ε_6) for different fatigue tests: uniaxial extension-contraction (EC), two-point bending (2PB), four-point bending (4PB) and indirect tensile test (ITT). From Benedetto et al. (2004)

6.5 Material and testing programme

6.5.1 Material

The HMAC is designed with modified bitumen (Viaflex M) by using a 0/14 mm fully crushed high-quality aggregates. Tableau 6.1 gives a detailed description of the material properties.

6.5.2 Samples preparation

6.5.2.1 All samples

Two types of samples were used in the experimental program: cylindrical samples for EC tests and rectangular beam samples for 4PB tests.

Tableau 6.1 Material properties

Bitumen	Trade name		Viaflex M
Granular mix	Grading	Sieve (mm)	Passing (%)
		28	100
		20	100
		14	98
		10	82
		5	53
		2.5	46
		1.25	35
		0,630	27
		0,315	21
		0,160	17
		0,080	13.5
Asphalt Mix	Nominal max. aggregate size (mm)		14
	Bulk Specific Gravity (-)		2.682
	Binder Content (% mass of mix)		4.4
	Maximum Specific Gravity, G_{mm} (-)		2.568
	Compatibility from Superpave Gyratory Compactors (SGC)	Gyrations (nbr)	Voids (%)
		10	12.5
		100	4.5
		200	3.8

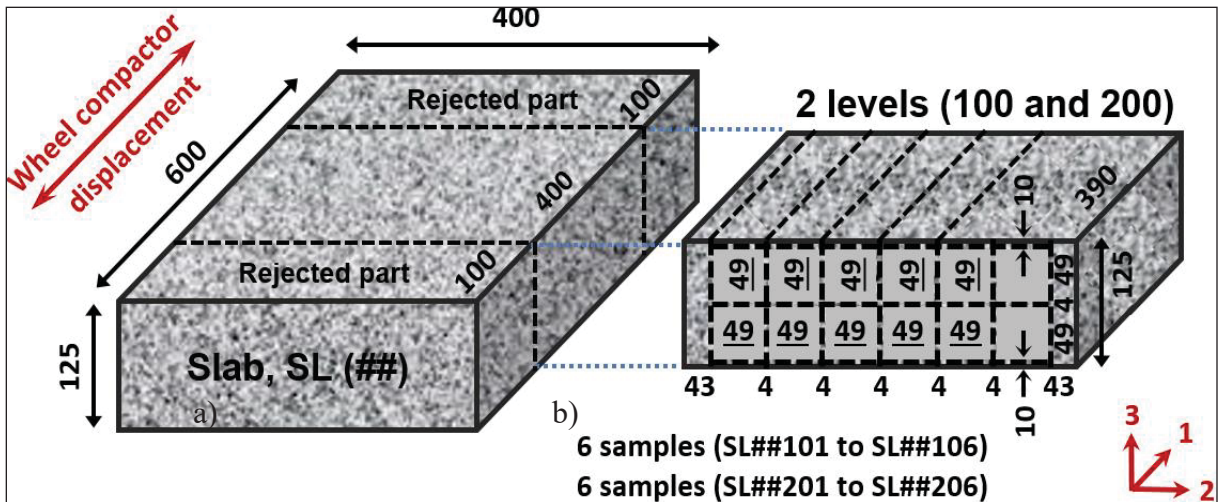
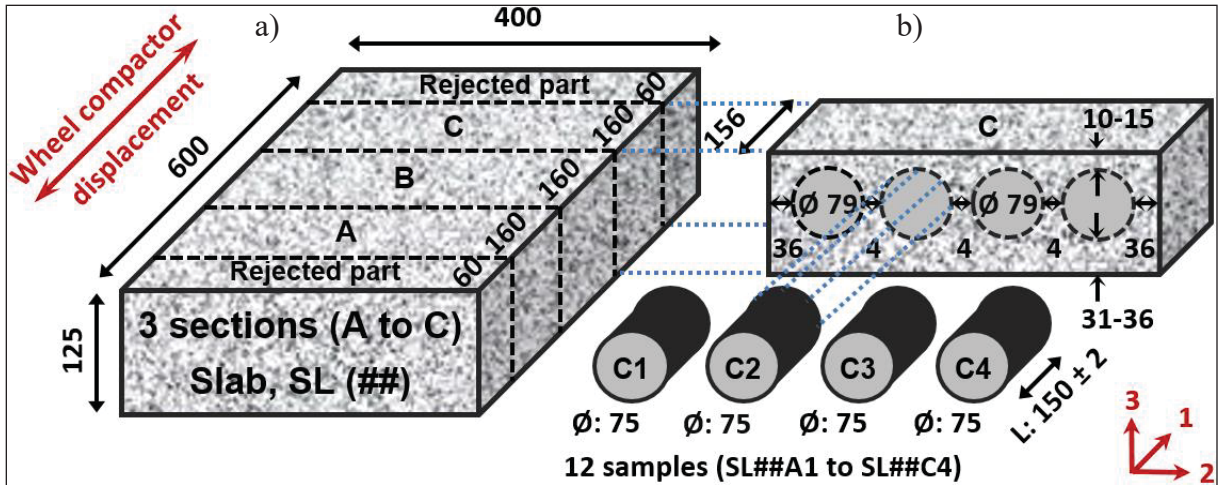
The samples were extracted from slabs ($125 \times 400 \times 600 \text{ mm}^3$) manufactured at CTA's facilities in Canada. HMAC was mixed at 185°C , cured for 2 hours and compacted at 170°C with a French LPC wheel compactor to make the slabs according to Quebec test method LC 26-400 and French standard NF EN 12697-33. After a curing time of 14 to 60 days in laboratory conditions, at LCMB's or CR supplier facilities, the slabs were sawed and cored in the direction of the compaction according to Quebec test method LC 26-690 and French standard NF EN 12697-24.

6.5.2.2 Cylindrical samples

From three sawn sections (A to C) of the slab, 12 cylindrical samples were cored (SL##A1 to SL##C4), as shown in Figure 6.4. The 12 samples of $\varnothing 75 \text{ mm}$ were then trimmed to 150 mm and stocked horizontally in sand beds. Each sample was weighed carefully to determine its apparent density and to calculate the void content according to Quebec test methods LC 26-040 and LC 26-320. For fatigue tests, an aluminum cap was glued to each end of a tested sample for mechanical connection.

6.5.2.3 Rectangular beam samples

On two levels (100 and 200) of the sawn section of the slab, 12 rectangular beam samples are cut (SL##101 to SL##106 and SL##201 to SL##206), as shown in Figure 6.5. The final dimensions of samples are $49 \text{ W} \times 49 \text{ H} \times 390 \text{ L mm}^3$. In the future, a 150 mm thick slab will be considered in order to obtain samples of $63 \text{ W} \times 50 \text{ H} \times 390 \text{ L mm}^3$. After, the samples were stocked horizontally on a rigid flat surface and under a temperature of 20°C . Prior to the fatigue test, the exact dimensions of the samples were measured in accordance to standard EN 12697-29. The apparent density of samples was determined in accordance to EN 12697-6. The apparent density of each sample must not differ by more than 1% of the lot average. If it is outside this tolerance, the sample is rejected.



6.5.3 Fatigue tests

6.5.3.1 All tests

From 14 to 60 days after sawing/coring, according to standard NF EN 12697-24, the samples are tested. During the test, the thermal condition is ensured by a thermal chamber to keep the sample at a constant temperature. The tests are conducted at 10 °C and 10 Hz.

6.5.3.2 Extension-contraction (EC) test

Uniaxial homogeneous EC fatigue tests were carried out with a hydraulic press having a maximum capacity of 100 kN and a 50 mm axial stroke amplitude (MTS model). The axial strain amplitude and the surface temperature of sample were measured using three extensometers (Ext.) and three temperature probes (PT100 type) respectively, as shown in Figure 6.6. The sinusoidal signal of strain $\varepsilon_1(t)$ and stress $\sigma_1(t)$ were fitted to the experimental data and used to calculate the norm of complex modulus $|E^*|$ and phase angle ϕ_E of the E^* based on Equations (6.2) to (6.4).

$$\varepsilon_1(t) = \varepsilon_{01} \sin(\omega t) \quad (6.2)$$

$$\sigma_1(t) = \sigma_{01} \sin(\omega t + \phi_E) \quad (6.3)$$

$$E^* = \frac{\sigma_{01}}{\varepsilon_{01}} e^{j\phi_E} = |E^*| e^{j\phi_E} \quad (6.4)$$

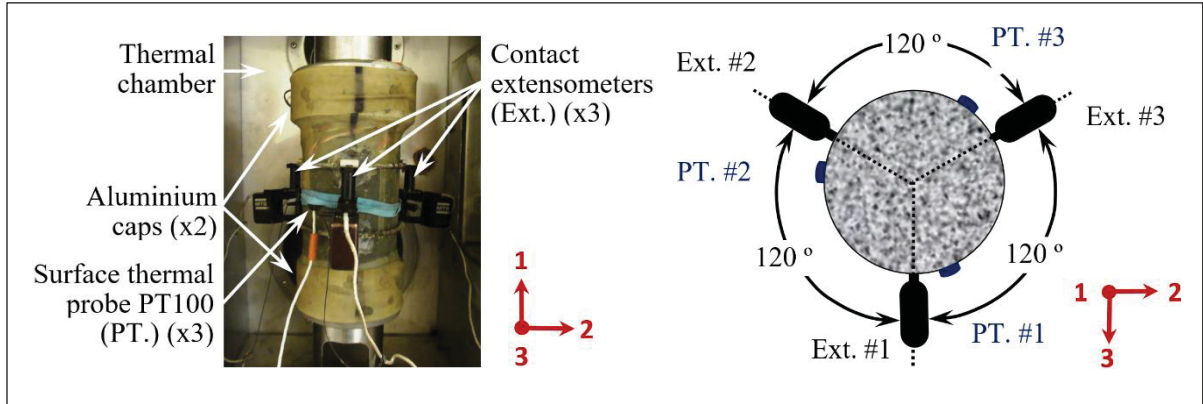


Figure 6.6 Experimental device for EC test: a) View of sample with measurements system and b) Upper view of the instrumented sample

6.5.3.3 Four-point bending (4PB) tests

The 4PB test is a standardized test commonly used in USA, but much less in Europe, to characterize the fatigue behaviour of bituminous materials (standards AASHTO T 321-14 and NF EN 12697-24 (T AASHTO, 2017)). At CR's, the non-homogeneous 4PB fatigue tests are carried out with a Cooper's apparatus applying an alternating sinusoidal cyclic loading under displacement control, which differs from the AASHTO standard using a repetition of sinusoidal pulses (not alternating). The solicitations on sample are shown schematically in Figure 6.7. The sample is stuck between four clamps (Figure 6.7). The displacement, on the top of sample and in the middle of sections, is measured using three sensors (LVDT type), as shown in Figure 6.7. The temperature in thermal chamber, near the sample, is measured using two-temperature probes (PT type). The sinusoidal signal of strain $\varepsilon_1(t)$ and stress $\sigma_1(t)$ were fitted to the experimental data and used to calculate the norm of stiffness ($|S^*|$) and phase angle (ϕ_E) of the complex stiffness (S^*) based on Equations (6.5) to (6.7).

$$\varepsilon_1(t) = \varepsilon_{01} \sin(\omega t) \quad (6.5)$$

$$\sigma_1(t) = \sigma_{01} \sin(\omega t + \phi_E) \quad (6.6)$$

$$S^* = \frac{\sigma_{01}}{\varepsilon_{01}} e^{j\phi_E} = |S^*| e^{j\phi_E} \Rightarrow E^* = \frac{\sigma_{01}}{\varepsilon_{01}} e^{j\phi_E} = |E^*| e^{j\phi_E} \quad (6.7)$$

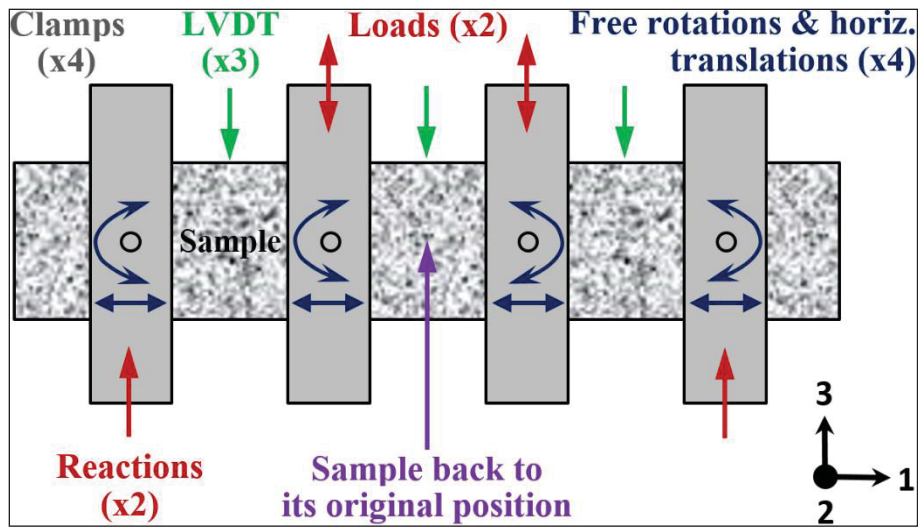


Figure 6.7 Experimental device for 4PB test: Solicitations applied on sample and reactions, and displacement measurements by LVDTs

6.5.4 Testing programme

Eighteen (18) samples were tested in fatigue in this testing program, with nine (9) samples having a cylindrical geometry and nine (9) having a rectangular beam shape. The EC tests were conducted in the LCMB's, while the 4PB tests were done in CR's. The testing parameters are summarized in Tableau 6.2.

Tableau 6.2 Testing parameters for the fatigue tests

Test type	Standard reference	Sample		Testing parameters
		nbr.	type & sizes	
EC ¹	None	9	Cylindrical: Ø: 75 mm L: 150 mm	<ul style="list-style-type: none"> • Sinusoidal cyclic loading under strain control; • Strain amplitude, ϵ_0: 150 to 200 $\mu\text{m/m}$ (peak value); • Strain average value, $\epsilon_{\text{average}} = 0$ $\mu\text{m/m}$; • Testing temperature: 10 °C; • Loading frequency: 10 Hz.
4PB ²	NF EN 12697-24	9	Rectang. beam: ³ W: 49 mm H: 49 mm L: 390 mm	<ul style="list-style-type: none"> • Alternating sinusoidal cyclic loading under displacement control ⁴; • Strain amplitude, ϵ_0: 185 to 295 $\mu\text{m/m}$ (peak value) ⁵; • Testing temperature: 10 °C; • Loading frequency: 10 Hz.
¹ At Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux, LCMB (ÉTS - Canada). ² At centre de recherche, CR (Eurovia - France). ³ Differs from the AASHTO standard specifying dimensions of 63 W x 50 H x 380 L mm ³ . ⁴ Differs from the AASHTO standard using repetition of sinusoidal pulses (not alternating). ⁵ Differs from the AASHTO standard, which expresses the strain amplitude in peak-to-peak value.				

6.6 Results and analysis

6.6.1 Initial modulus ($|E_0^*|$) determination

$|E_0^*|$ represents the value of the complex modulus at the beginning of a test. For the EC test, $|E_0^*|$ is determined by the linear regression of $|E^*|$ data on cycles 100 to 300 and extrapolation to cycle 1. For the 4PB test, the $|E_0^*|$ is the mean value of cycles 100 to 500 (standard NF EN 12697-24). Tableau 6.3 and Figure 6.8 give $|E_0^*|$ results for EC and 4PB tests. Despite differences between the tests in terms of $|E_0^*|$ determinations, the means $|E_0^*|$ values are similar, 13,641 MPa for EC and 13,644 MPa for 4PB.

Tableau 6.3 Initial modulus $|E_0^*|$ of tested samples for EC and 4PB tests (10 °C; 10 Hz)

Extension-contraction (EC) tests				Four-point bending (4PB) tests			
Sample ID (#)	Mixture voids, V_m (%)	Strain amplitude, ϵ_0 ($\mu\text{m/m}$)	Initial modulus, $ E_0^* $ (MPa)	Sample ID (#)	Mixture voids, V_m (%)	Strain amplitude, ϵ_0 ($\mu\text{m/m}$)	Initial modulus, $ E_0^* $ (MPa)
SL19B3	2.3	129	14,034	SL16-106	4.4	185	13,339
SL19B4	3.2	148	14,996	SL16-107	3.2	185	14,050
SL19C1	2.7	148	13,653	SL16-109	2.8	185	15,117
SL19B2	2.1	149	13,504	SL16-101	4.0	245	12,483
SL19A3	1.9	178	13,840	SL17-202	3.2	245	14,289
SL19B1	2.2	181	13,231	SL17-206	2.8	245	15,138
SL19A2	2.5	183	13,253	SL16-108	3.0	295	12,897
SL20D1	2.4	192	12,673	SL17-209	3.5	295	13,091
SL20B2	2.6	199	13,584	SL17-210	3.6	295	12,393
Mean (\bar{x}_{EC})			13,641	Mean (\bar{x}_{4PB})			13,644
Standard deviation (s_{EC})			643	Standard deviation (s_{4PB})			1,052

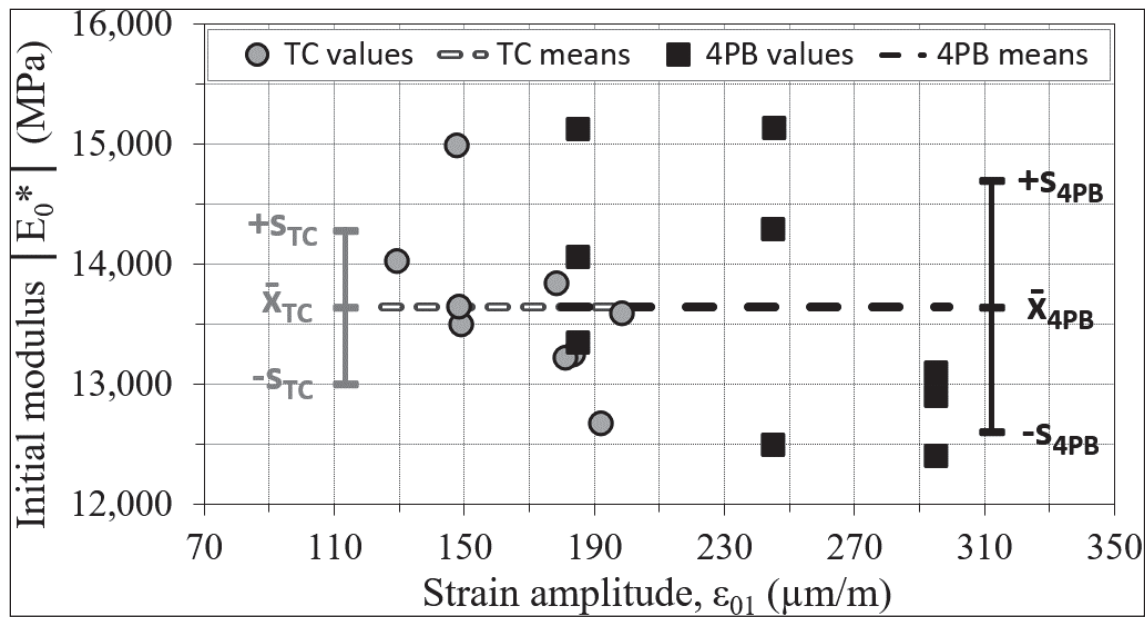
Figure 6.8 Initial modulus $|E_0^*|$ of tested samples from EC and 4PB tests (10 °C; 10 Hz)

Tableau 6.5 Fatigue life from different failure criteria for 4PB tests (10 °C; 10 Hz)

Sample		Test. cond.	Fatigue life (N_f)				
ID	V_m (%)	ϵ_0 * ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f50\%}$	N_{fE_N}	$N_{f\phi_{E_N}}$	N_{fE_E}	$N_{fII/III}$ **
SL16-106	4.4	185	2,250,000	2,107,000	2,218,500	201,500	1,509,000
SL16-107	3.2	185	2,516,500	1,444,500	2,045,000	1,154,000	1,547,833
SL17-108	2.8	185	733,500	539,000	623,000	357,000	506,333
SL16-101	4.0	245	708,000	126,000	682,000	126,000	311,333
SL17-202	3.2	245	470,500	410,000	466,500	108,000	328,167
SL17-206	2.8	245	175,500	116,500	133,500	101,500	117,167
SL16-109	3.0	295	108,500	70,500	87,000	43,500	67,000
SL17-209	3.5	295	94,000	34,500	59,000	28,500	40,667
SL17-210	3.6	295	51,500	22,500	35,000	22,000	26,500
* Classification of results according to this element.							
** Mean value of N_{fE_N} , $N_{f\phi_{E_N}}$ and N_{fE_E} .							

From results in Tableau 6.4 and Tableau 6.5, the fatigue curves (Wöhler's law) established with all criteria, as defined in Section 2.4, are shown in Figure 6.9 and Figure 6.10 for the EC test and 4PB test, respectively. The fatigue life obtained with the classical approach, using the criterion $N_{f50\%}$, is generally higher than those obtained with the other criteria for the two types tests (Figure 6.9 and Figure 6.10). For the EC test (Figure 6.9), the fatigue life obtained for the criteria N_{fE_N} , $N_{f\phi_{E_N}}$ and N_{fE_E} are similar, which is quite different for the 4PB test (Figure 6.10). It should be mentioned that the 4PB test constitutes a non-homogeneous test and that the determination of the fatigue life according to the different criteria is sometimes less obvious, compared with EC test. In particular, for a given level of strain, the fatigue life of these three criteria may differ depending on a factor of 1.0 to 1.5 and 1.3 to 11.0 for EC and 4PB tests, respectively. In addition, it becomes necessary to compare the fatigue life between the two types of tests. To this end, we have chosen to compare the fatigue life obtained with $N_{f50\%}$ (classical criterion), $N_{fII/III}$ (criterion proposed by the new method, NM) and N_{fE_E} (criterion in the Black space).

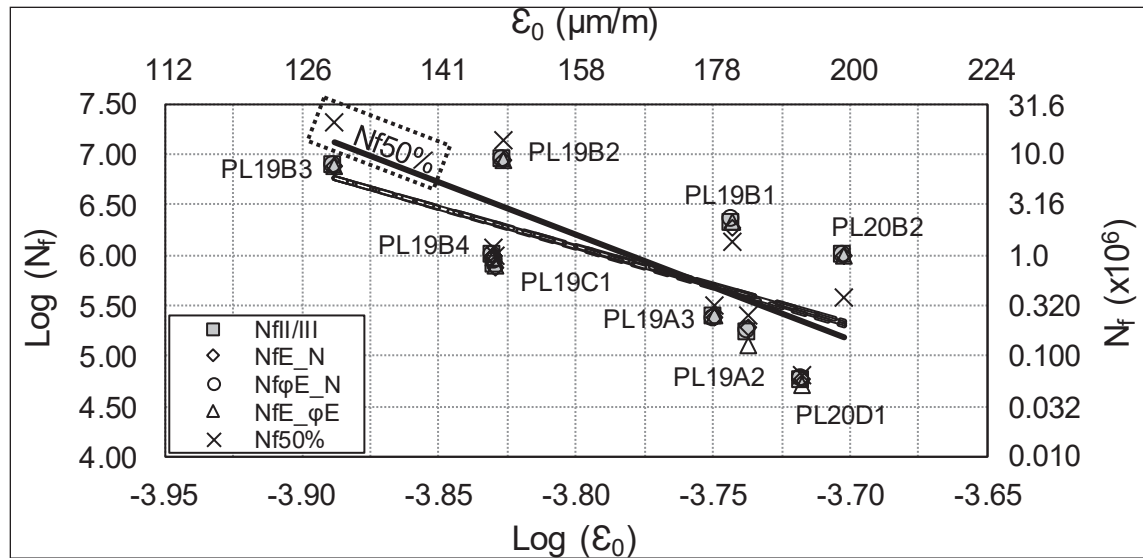


Figure 6.9 Fatigue curves from all failure criteria for EC test (10 °C; 10 Hz; sample number indicated)

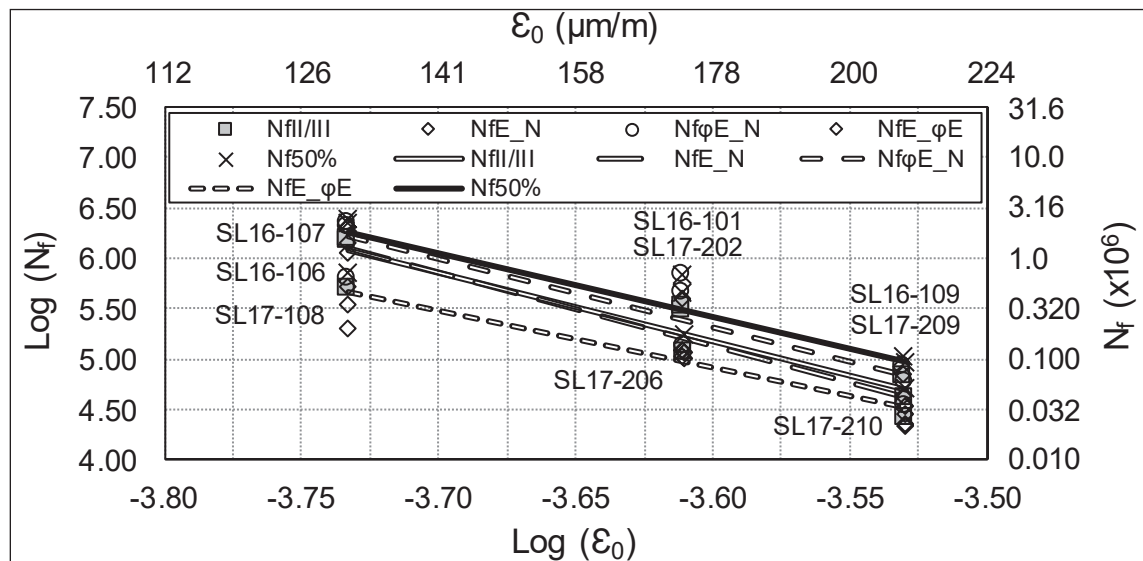


Figure 6.10 Fatigue curves from all failure criteria for 4PB test (10 °C; 10 Hz; sample number indicated)

6.6.2.2 Comparison of fatigue life (N_f) for criteria $N_{f50\%}$, $N_{fII/III}$ and N_{fE_N}

The Figure 6.11 shows the fatigue life obtained for $N_{f50\%}$, $N_{fII/III}$ and N_{fE_N} for the EC and 4PB test. Only the criterion N_{fE_N} obtains the comparable fatigue lives between tests, i.e. almost on the same line. Once again, the criterion $N_{f50\%}$ does not allow us to obtain comparable

fatigue lives between the different types of tests. Moreover, the criterion $N_{fII/III}$ does not allow to obtain similar fatigue life between the EC and 4PB. Therefore, it is necessary to compare the fatigue law parameters for the two tests (§ 4.3)

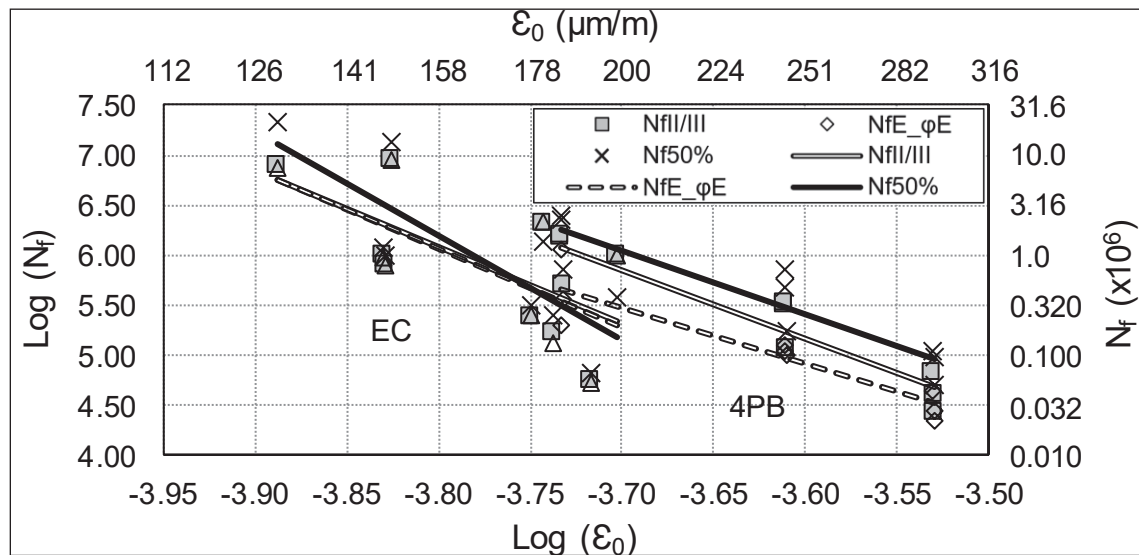


Figure 6.11 Fatigue curves from criteria $N_{f50\%}$, $N_{fII/III}$ and $N_{fE_{\phi E}}$ for EC and 4PB tests (10 °C; 10 Hz)

6.6.3 Fatigue law parameters

6.6.3.1 Fatigue law parameters established with all criteria

The Tableau 6.6 shows Wöhler's law parameters established with all criteria for the EC test. With criterion $N_{f50\%}$, the slope a_2 obtained is very higher than for criteria N_{fE-N} , $N_{f\phi E-N}$, $N_{fE_{\phi E}}$ and $N_{fII/III}$: values of 10.4 vs 7.6, 7.7, 7.8 and 7.7, respectively. Also, the value of ϵ_6 is higher for the criterion $N_{f50\%}$ than others criteria: 166 μm vs 163, 163, 162 and 162 μm , respectively. Nevertheless, the R^2 value obtained with criterion $N_{f50\%}$ is better than others criteria: 0.67 vs 0.46, 0.45, 0.44 and 0.45, respectively. However, all R^2 values are weaks for EC test.

Tableau 6.7 gives Wöhler's law parameters established with all criteria for the 4PB test. For the criterion $N_{f50\%}$, the slope a_2 is more comparable to other slopes: 6.3 vs 7.3, 6.7, 5.7, and 6.8, respectively. Once again, the value of ϵ_6 is higher for the criterion $N_{f50\%}$ than others

criteria: 203 μm vs 191, 199, 162 and 190 μm , respectively. For all criterion, the R^2 values are comparable, good and vary between 0.84 to 0.87. However, all R^2 values are good for 4PB test.

Tableau 6.6 Wöhler's law parameters for EC test for all criteria

Parameters \ Criterion	$N_{f50\%}$	N_{fE_N}	$N_{f\phi_E-N}$	N_{fE_E}	$N_{fII/III}$
n	9	9	9	9	9
$N_{fI}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ (with $\varepsilon = 1 \text{ m/m}$)	6.05E-34	1.14E-23	9.80E-24	2.68E-24	7.29E-24
$a_2 = -1/b$	10.4	7.6	7.7	7.8	7.7
b	-0.096	-0.131	-0.131	-0.128	-0.130
$\varepsilon_6 \text{ (m/m)}$	0.000166	0.000163	0.000163	0.000162	0.000162
R^2	0.67	0.46	0.45	0.44	0.45
$S_{\log(N_f)}$	0.81	0.72	0.73	0.75	0.73
Factor *	0.61	0.78	0.79	0.80	0.79
SN_f^{**}	0.49	0.57	0.58	0.60	0.58
* Factor = $\sqrt{\frac{(1-R^2) \times (n-1)}{(n-2)}}$ ** $SN_f = S_{\log(N_f)} \cdot \text{factor}$					

Tableau 6.7 Values of Wöhler's law parameters for 4PB test for all criteria (10 °C; 10 Hz)

Parameters \ Criterion	$N_{f50\%}$	N_{fE_N}	$N_{f\phi_E-N}$	N_{fE_E}	$N_{fII/III}$
n	9	9	9	9	9
$N_{fI}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ (with $\varepsilon = 1 \text{ m/m}$)	5.42E-18	6.92E-22	1.08E-19	3.62E-16	4.54E-20
$a_2 = -1/b$	6.3	7.3	6.7	5.7	6.8
b	-0.159	-0.137	-0.148	-0.177	-0.147
$\varepsilon_6 \text{ (m/m)}$	0.000203	0.000191	0.000199	0.000162	0.000190
R^2	0.84	0.87	0.81	0.84	0.87
$S_{\log(N_f)}$	0.61	0.69	0.66	0.54	0.64
Factor *	0.43	0.39	0.46	0.42	0.38
SN_f^{**}	0.26	0.27	0.30	0.23	0.25

6.6.3.2 Comparison of fatigue law parameters between EC and 4PB tests

Sections 4.2.2 and 4.3.1, with Figure 6.11 and Tableau 6.6 and Tableau 6.7, helps to make a better judgment on the comparison of the fatigue law parameters between the tests. For both tests, the use of criteria $N_{f50\%}$, $N_{f\phi_{E-N}}$ and $N_{fII/III}$ generates significant differences for all parameters. Although the criterion $N_{fII/III}$ was satisfactory between the EC and 2PB tests (M. M. Boussabnia et al., 2019), this is not the case here. For criterion N_{fE-N} , just the slopes a_2 are similar. Only the criterion $N_{fE-\phi_E}$ obtains the same values of ϵ_6 (162 $\mu\text{m/m}$). For all criteria, with the exception of $N_{fE-\phi_E}$, the 4PB test gives higher values of ϵ_6 . As well, all R^2 values are low and all SN_f values are high meaning that the dispersion of the fatigue life is high for the EC test in comparison of 4PB test. Modifications to the EC test could be made to reduce this dispersion. Finally, the fatigue law parameters vary depending on the failure criterion considered.

6.7 Conclusions and recommendations

The fatigue behaviour of bituminous materials is a very complex phenomenon. Different testing methods and failure criteria were used to describe and analyze it. In this paper, two (2) of three (3) main approaches (more details in § 2.3) using five (5) failure criteria ($N_{f50\%}$, N_{fE-N} , $N_{f\phi_{E-N}}$, $N_{fE-\phi_E}$ and $N_{fII/III}$) were considered. As well, the results obtained with two different fatigue-testing methods in Canada (extension-contraction, EC) and in Europe (four-point bending, 4PB) were analyzed with these five criteria. The following conclusions can be drawn (more details in Sections 4.1 and 4.3):

1. The means values of initial modulus $|E_0^*|$ are similar for the EC and 4PB test (13,641 vs 13,644 MPa).
2. Fatigue's law parameters are very sensitive to the test type and failure criterion used.
3. Criteria $N_{f50\%}$, $N_{f\phi_{E-N}}$ and $N_{fII/III}$ generates significant differences in fatigue law parameters between the EC and 4PB tests. Although the criterion $N_{fII/III}$ was satisfactory between the EC and 2PB tests, this is not the case here.

4. For criterion N_{fE_N} , just the slopes a_2 are similar.
5. Only the criterion $N_{fE_ϕ_E}$ obtains the same values of $ε_6$ (162 $μm/m$) between EC and 4PB tests. An analysis of fatigue data in Black space, $|E^*|$ vs $ϕ_E$, provides a greater insight into the material behaviour allowing a good determination of the failure point despite the type of test used.
6. For all criteria, with the exception of $N_{fE_ϕ_E}$, the 4PB test gives higher values of $ε_6$.
7. For all criterion, all R^2 values are low and all SN_f values are high meaning that the dispersion of the fatigue life is high for the EC test in comparison of 4PB test. Modifications to the EC test could be made to reduce this dispersion.

6.8 Résultats additionnels

Bien que la méthode proposée n'ait pas conduit à une superposition totale des courbes Wöhler obtenues à partir de l'essai TC et 4PB, à l'instar des résultats obtenus dans le chapitre 5, il est impératif de tenir compte de la signification statistique de ces écarts, notamment à la lumière de la dispersion des résultats constatée pour l'EME 14. Dans cette optique, le paragraphe suivant présente les résultats de l'étude statistique réalisée, permettant de calculer les intervalles de confiance à 95% selon la loi de Student, des paramètres des précédentes courbes Wöhler. La Figure 6.12 présente les résultats de cette étude.

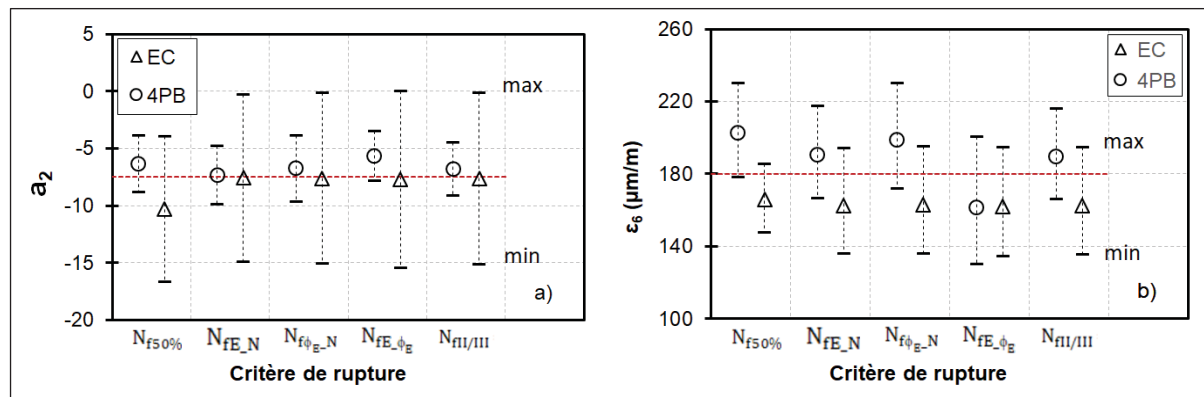


Figure 6.12 Variation des paramètres de la courbe de Wöhler pour les essais TC et 4PB selon différents critères de ruptures : a) la pente a_2 et b) $ε_6$. Les intervalles de confiance ont été calculés à un niveau de confiance de 95 % en utilisant la loi de Student

Les Figure 6.12 a) et b) montrent clairement que les intervalles de confiance des paramètres a_2 et ϵ_6 se croisent pour tous les critères de ruptures. Par conséquent, il n'est pas possible de conclure que les écarts perçus entre les courbes Wöhler selon l'essai TC et 4PB sont statistiquement significatifs. Néanmoins, il est important de noter que cette conclusion est en partie due à la dispersion des résultats de durée de vie en fatigue. Cette dispersion favorise l'élargissement des intervalles de confiance des paramètres a_2 et ϵ_6 .

Ainsi, il est impératif de comprendre les origines de cette dispersion constatée dans les résultats de fatigue de l'EME-14. Dans cette perspective, une étude de variabilité a été menée dans le cadre de cette thèse pour déceler les causes potentielles de la dispersion des résultats de fatigue pour l'EME-14 et d'examiner comment ces causes affectent les résultats en fatigue de ce matériau. Les résultats de cette étude sont présentés dans ANNEXE IV.

6.9 Conclusion de la Partie 1

En conclusion, la Partie 1 a permis de définir le critère de rupture permettant de cerner au plus près la rupture en fatigue de l'EME-14 selon les trois familles d'essai retenue dans cette thèse. Bien que les écarts observés entre les paramètres des courbes Wöhler obtenues selon différents critères ne soient pas statistiquement significatifs, cette partie a néanmoins mis l'accent sur le critère $N_{fII/III}$ comme choix pertinent. Ce choix se justifie non seulement par la nature même de ce critère, qui considère l'évolution simultanée de deux propriétés intrinsèques de l'enrobé : la norme du module complexe et l'angle de déphasage, mais aussi par sa capacité à superposer les courbes de Wöhler issues des essais TC et 2PB, tout en réduisant les écarts constatés pour celles de TC et 4PB.

Cependant, il est toujours recommandé d'utiliser le critère de rupture $N_{f50\%}$ pour la suite des études. Malgré les critiques soulevées à son égard, ce critère demeure un choix pragmatique pour les applications courantes dans l'industrie au vu de sa simplicité. De surcroît, c'est le principal critère de rupture utilisé dans les outils de calcul de dimensionnement de chaussée.

CHAPITRE 7

EVALUATION OF EFFECT OF THE LOADING FREQUENCY ON THE WÖHLER'S CURVE PARAMETERS OF A HIGH MODULUS ASPHALT CONCRETE (HMAC)

Mohamed Mounir Boussabnia^a, Daniel Perraton^b, Sébastien Lamothe^c, Hervé Di Benedetto^d,
Charles Neyret^e, Alan Carter^f, Marc Proteau^g, Bertrand Pouteau^h

^{a, b, c, f} Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-
Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

^d LTDS Laboratory (UMR CNRS 5513), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)
University of Lyon, Lyon, France

^e Eurovia, Saclay, France

^g Centre technique des Amériques (CTA), Brossard, Canada, J4Y 0E4

^h Centre de Recherche Eurovia Mérignac (CRM), France

Article publié dans « Road Materials and Pavement Design »,
August 2021

7.1 Introduction - Partie 2

Dans cette partie, nous mettons l'emphasis sur l'effet des conditions d'essai sur le comportement en fatigue de l'EME-14. Spécifiquement, nous examinons l'effet individuel de la fréquence et de la température, ainsi que leur effet combiné, répondant de fait à trois objectifs distincts. Ensuite, dans le but de se focaliser sur l'impact des conditions d'essais seulement, l'ensemble des essais de cette partie ont été réalisés moyennant la méthode l'essai TC.

La Partie 2 est organisée en trois chapitres, chacun traitant un objectif à la fois. Ainsi, le Chapitre 7 examine l'effet de la fréquence de sollicitation en considérant trois fréquence 5, 10 et 25 Hz. Par la suite, le Chapitre 8 se focalise l'effet de la température en variant celle-ci de -10 à 20 °C par incrément de 10°C. Finalement, le chapitre 9 explore l'effet combiné de la fréquence et de la température en vérifiant la validité du principe d'équivalence temps-température (PETT) dans le domaine de la fatigue.

7.2 Abstract

Fatigue cracking is one of the most serious distresses associated with flexible pavements. Because of the kinetic susceptibility of bituminous materials, loading frequency could affect their fatigue's behavior. For standard hot mix asphalt (HMA) with unmodified bitumen, previous research showed that under strain-control mode the fatigue life decreases by increasing loading frequency. However, the effect of loading frequency on polymer-modified HMA has not been investigated extensively. In fact, several authors have found opposite results, in strain-controlled mode, even though they used the same testing method fatigue. Consequently, this may affect the characterization of asphalt fatigue behavior and pavement design. This paper looks at how the loading frequency impacts the Wöhler's law parameters (slope, a_2 , and intercept, $N_{f150\%}(\theta_{test}, f_{test})$) of a high modulus asphalt concrete (HMAC) made with a polymer-modified bitumen. Fatigue tests were done using a tensile-compression test (TC) on cylindrical samples under strain-controlled mode. Tests were carried out under isothermal conditions ($\theta = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$) for three distinct test frequencies: 5, 10 and 25 Hz. The interpretation of the fatigue results is conducted according to the classical fatigue criterion ($N_{f50\%}$), widely used in the industry, and based on 50% of initial stiffness decrease; moreover, a statistical approach ANCOVA was considered to compare Wöhler's law parameters from different frequencies. The results showed no statistical difference in the slope (a_2) and the intercept ($N_{f150\%}(\theta_{test}, f_{test})$) values from all studied frequencies.

Keywords: Fatigue, Tension-compression, Polymer modified asphalt, Loading frequency; Classical fatigue criterion.

7.3 Introduction

The growth of the economy has drastically increased the traffic flow in the recent years. Consequently, transportation of goods by trucks is becoming more present in the road network in order to satisfy the industrial demand for production, hence leading to high and repeated heavy traffic loadings on the pavement structure. With nearly one billion dollars spent annually

on pavement maintenance in North America, public services administrators expect durable and safer roads. In this perspective, the use of new high performance asphalt materials is a promising solution to reduce the cost of road maintenance. For instance, High Modulus Asphalt Concrete, HMAC, which were developed in Europe in the 1990s, and adapted to cold regions such as Canada by using polymer-modified bitumen, have gained increasing interest in the North American road industry. However, it is necessary to use a mechanical-empirical pavement design (M-E PD) method to highlight the added value of using HMAC in the pavement structure (Perraton et al., 2019b).

In M-E PD approach, fatigue cracking is considered as one of the main asphalt pavement structure distress at medium temperature (Perraton et al., 2019b). It is mainly caused by repeated traffic loadings that take place during a road's lifespan (Tapsoba, Sauzéat, & Benedetto, 2013a). According to the strategic highway research program (Council, 1994), the fatigue life of a material refers to the number of repeated loadings without failure. The majority of M-E PD software available nowadays use the Wöhler's curve parameters (the slope a_2 , and the intercept of the curve $N_{f150\%}(\theta_{test}, f_{test})$) to account for the fatigue behavior of the material in the pavement design. These Wöhler's curve parameters are obtained by performing fatigue tests in laboratories according to different testing methods such as the type of the test, the temperature conditioning, and the loading frequency, etc. However, the available testing methods lead to different Wöhler's curve parameters for the same material (Di Benedetto et al., 2004). In consequence, the designed thicknesses of the asphalt layers can be affected, making it possible to obtain disparate thicknesses of pavement layers depending on the M-E PD approach adopted (Perraton et al., 2018). This finding is quite problematic for the industry and highlights the need to study how the testing conditions in a fatigue test influence the Wöhler's curve parameters used in M-E PD software.

Generally, the fatigue behaviour of HMAC is contingent on factors related to the characteristics of the mix stiffness (air void, binder type and content/film thickness, rheological properties, and aggregate type/grading, etc.), and to the testing methods (mode of loading, temperature, the stress or strain magnitude, the loading frequency, etc.) (Pud Baburamani,

1999; Hafeez, Kamal, Mirza, & Bilal, 2013). More specifically, the loading frequency, which simulates the effect of the traffic speed conditions on the fatigue cracking of an asphalt layer, is poorly reported in the literature despite being one of the main distinctions amid fatigue testing methods. In fact, the effect of the loading frequency on the fatigue behavior is neglected because it is usually assumed to be related to the effect of temperature (Doan, 1976). Finally, the studies related to the effect of the loading frequency on the fatigue behavior of HMA were almost all conducted using flexural fatigue tests such as 4-points bending (4PB) or 2-points bending (2PB). To our current knowledge, no study on the frequency effect has been conducted using a tensile-compression (TC) fatigue test under strain-controlled mode. In fact, TC fatigue test is a homogenous fatigue test which enables direct access to the material behavior with no hypothesis or back-calculation, which is not the case for non homogenous fatigue tests like 4PB or 2PB (Tapsoba et al., 2013a).

This paper looks at how the loading frequency influences the Wöhler's curve parameters of a HMA. The material was tested using a tensile-compressive test (TC) on cylindrical samples under strain-controlled mode. Tests were carried out under isothermal conditions ($\theta = 10^\circ\text{C}$). Three frequencies (5, 10, and 25Hz) were selected to cover the frequency range used by various fatigue testing standards and to represent adequately the habitual traffic conditions. As specified in the European standard for fatigue testing (EN 12697-24), the failure criterion ($N_{f50\%}$), defined as the number of loading cycles corresponding to a stiffness decrease of half (50 %) from the initial stiffness value, was used to determine the fatigue life duration of the material. These fatigue life durations were then used to plot the Wöhler's curves. Especially, in this paper, in accordance with the French Pavement Design Method (FPDM), the obtained fatigue life durations were corrected to account for the self-heating effect due to cyclic loading. Finally, a statistical approach ANCOVA was used to compare Wöhler's curve parameters from different frequencies as already carried out in the literature (F Moutier, Duan, & Chauvin, 1988).

7.4 Literature Review

During fatigue tests, asphalt samples are subjected to repeated cyclic loadings at different frequencies. In fact, as the loading frequency increases, the mix stiffness increases, hence affecting the propagation rate of fatigue cracking, that is controlled by the stress level in the material, which is commanded by its stiffness (Pell, 1973). Moreover, as the mix stiffness increases, more pressure is needed to reach a specific strain level (Fakhri et al., 2013). Therefore, at the same level of strain, the fatigue resistance of asphalt mixes with high stiffness at high loading frequencies is increased under stress-controlled mode while decreased under strain-controlled mode (Adhikari & You, 2010). In fact, in strain-controlled mode, the measured fatigue life includes the number of cycles to crack propagation (Pell, 1973). Finally, according to Baburamani (1999) (Pud Baburamani, 1999), healing time is reduced when the mix is subjected to high loading frequencies. Nonetheless, when fatigue test results are interpreted in terms of the performance expected of the pavements in which the mixes are placed, it appears that stress and strain-controlled mode may yield similar mix rankings, especially for the substantial pavement structure (Council, 1994).

Regardless of the previous trends, in strain-controlled mode tests, some authors had drawn opposite conclusions yet they used the same testing method. For instance, Mannan et al. (2015) (Mannan et al., 2015) used a 4PB test in order to assess the effect of loading frequency on the fatigue behaviour of a 35 % RAP mix at 20 °C and at three frequencies: 1, 5 and 10 Hz. The fatigue results analysis were done based on the $N_{f50\%}$ criterion. The results indicated that the fatigue life increased proportionally with the loading frequency. Nevertheless, the study was done at high levels of strain, which implies a greater non-linearity bias during the test, and did not account for the effect of self-heating of the samples during the fatigue test. In contrast, Fakhri (2013) (Fakhri et al., 2013) studied how the loading frequency influences the fatigue behavior of a SBS modified-asphalt mixture using a 4PB test as well. Testing conditions were carried out at 20 °C and at two frequencies: 7.5 and 15 Hz. The fatigue results were analysed using seven fatigue criteria including $N_{f50\%}$. The author concluded that the fatigue life decreased when the frequency increased. Even though the author highlighted the influence of

self-heating, no correction was applied to the fatigue life duration. Moreover, only one test was conducted at each level of strain. Overall, in these two studies, the difference in results tendencies could be attributed to the material.

In addition to the studies discussed above, some researchers have focused on evaluation of fatigue performance of HMA that is affected by loading features such as frequency and strain levels. Mollenhauer et al. (2009) (Konrad Mollenhauer & Wistuba, 2009) considered the effect of the frequency using 4PB test in deformation-controlled mode at two frequencies: 10 and 30 Hz. The test results showed that HMA fatigue life was higher at a low frequency in comparison to a high frequency. However, when energy methods were used, the fatigue law curves seem to be comparable. Finally, Al-Khateeb and Ghuzlan (2014) (Al-Khateeb & Ghuzlan, 2014) investigated the simultaneous effect of strength levels, loading frequency and temperature on fatigue life. Indirect tensile tests (IDT) have been employed in stress-controlled mode. The initial stress levels were: 288, 360, 432, 504 and 576 kPa. The tests have been conducted at two temperatures (20 and 30 °C) and four loading frequencies (3, 5, 8, and 10 Hz). The results showed an increase of the fatigue life duration at high loading frequency for both temperatures. However, fatigue life duration was very small (less than 10,000 cycles at 30 °C) suggesting that fatigue phenomena might have not occurred yet.

In summary, the actual understanding of how the frequency affects the fatigue behaviour of asphalt materials is yet to be explored, especially for polymer-modified bitumen where the polymer type/content may also affect the fatigue behaviour.

7.5 Asphalt Mix, Slabs and Samples Preparation, Test Methods and Fatigue Analysis Approach

7.5.1 Asphalt Mix

Fatigue tests were performed on a HMAC (EME in French) with nominal maximum aggregate size (NMAS) of 14 mm. This mix was intended to be used either as a base or a surface course. HMAC are normally manufactured in Europe using a hard bitumen. However, in cold regions

like Canada, a hard bitumen is not suitable due to its brittleness at low temperatures. To overcome this problem, a new high performance bitumen grade (PG 88-28) made with polymer-modified bitumen was used. The properties of the binder are presented in Tableau 7.1.

Tableau 7.1 Binder Properties (PG 88-28)

Test	Standard	Value
Specific gravity at 25 °C	AASHTO T228	1.016
Penetration at 25 °C (10^{-1} mm)	ASTM D5	40
Viscosity at 135 °C (Pa.s)	AASHTO T316	4.465
Viscosity at 165 °C (Pa.s)	AASHTO T316	0.813
Ring & Ball temperature (°C)	LC 25-003	98.0
Elastic recovery at 10 °C (%)	LC 25-005	65

The used aggregates were limestone-based aggregates with a dense gradation curve. The characteristics of the mix are presented in Tableau 7.2.

Tableau 7.2 Mix Properties of HMAC14 Prepared in Laboratory

Bitumen	Performance Grade (PG)		88-28
Granular mix	Grading	Sieve (mm)	Passing (%)
		20	100
		14	98
		10	82
		5	53
		2.5	46
		1.25	35
		0,630	27
		0,315	21
		0,160	17
		0,080	13.5
	Nominal max. aggregate size (mm)		14
	Bulk Specific Gravity (-)		2.682
Asphalt Mix	Binder Content (% mass of mix)		4.4
	Maximum Specific Gravity, G_{mm} (-)		2.568
	Compatibility from Superpave Gyrotory Compactors (SGC)	Gyrations (nbr)	Voids (%)
		10	12.5
		100	4.5
		200	3.8

7.5.2 Slabs and Samples Preparation

The limestone aggregates and the binder were heated to 185 °C before mixing. Then the binder and the heated aggregates were mixed using a thermoregulated mechanic mixer until the mix became homogenous. After that, the mix was conditioned in the oven for one hour at 175 °C (compaction temperature) and then cleared out into a steel pan to be placed in the compactor mold. The compaction was performed at Centre Technique des Amériques (CTA) facilities using a French wheel compactor according to Quebec test method LC 26-400 and European standard EN 12697-33. For all slabs (125×400×600 mm³), a 95 % compaction level (or 5 % air void content, V_a) is targeted. Five (5) slabs were produced for this research program.

From three sawn sections (A to C) of the slab, as presented in Figure 7.1, the samples were cored in the direction of the compaction in order to obtain 12 cylinders with a 75 ± 0.25 mm diameter and a height of 150 ± 2 mm. For each sample, air void content was measured using hydrostatic weighing according to Quebec standard LC 26-320. For all samples, the air void content was between 2 % and 3 %. Samples are designed by the slab number (SL##), the sawn section (A to C) and cored position (from 1 to 4). For example, for slab 06, sawn section C and cored position 3: SL-06-C3.

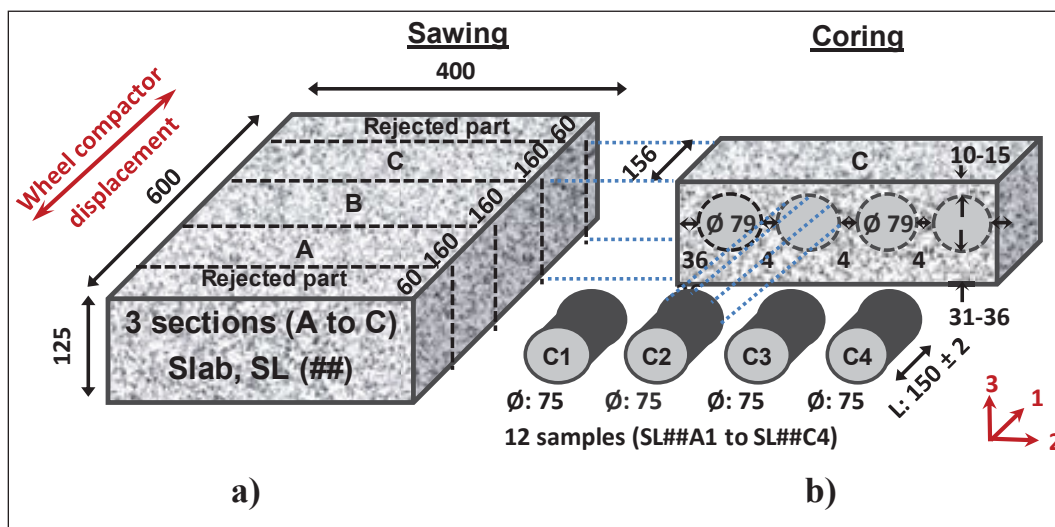


Figure 7.1 (a) Sawing pattern on Compacted Slab; (b) Coring Samples for TC Test (Standard NF P 98-250-3: AFNOR, 1992) (note: dimensions in mm)

7.5.3 Testing Methods

Two main tests were conducted in this study: 1) complex modulus test (E^*) was performed to determine the linear viscoelastic (LVE) properties of the mix and 2) tension-compression (TC) fatigue test to determine the Wöhler's curve parameters of the mix. The testing matrix is represented schematically in Figure 7.2.

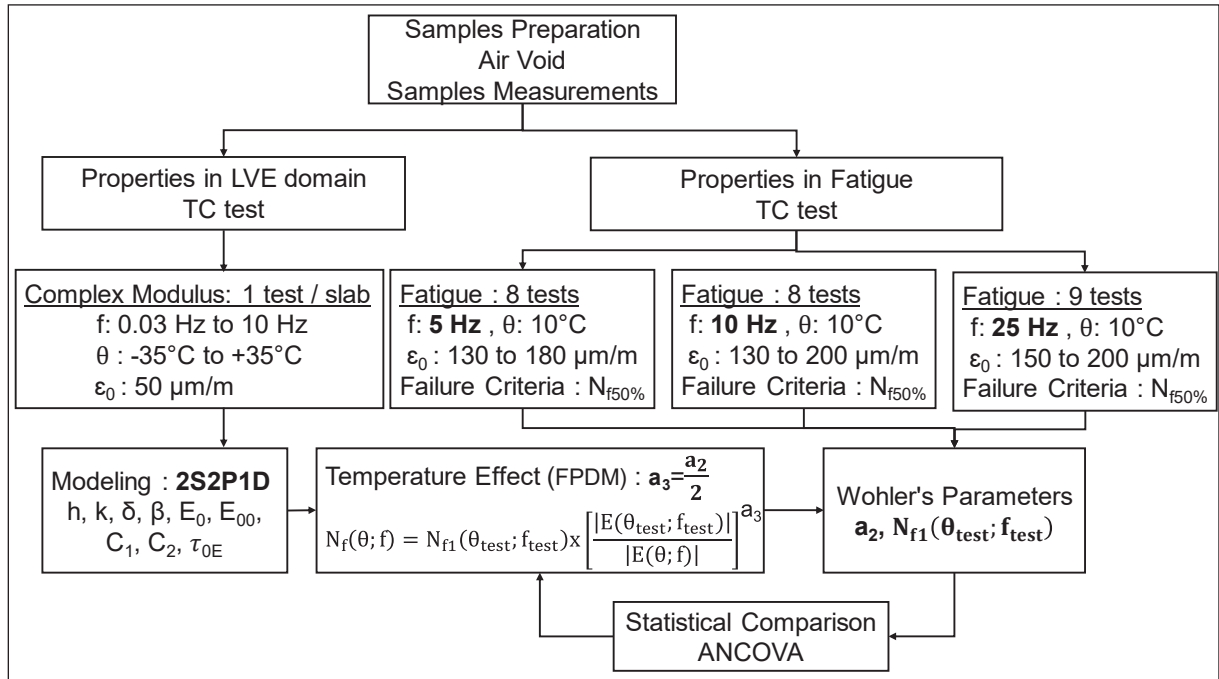


Figure 7.2 Testing Matrix

7.5.3.1 Complex Modulus Tests: E^*

LVE properties were determined using sinusoidal tension-compression loading under strain-controlled mode. Tests were performed in the small strain domain ($< 10^4$ m/m). The loading was applied on the samples along the axial direction using a hydraulic press MTS having a maximum capacity of 100 kN. The axial strain was measured in the middle part of the sample using three extensometers (Figure 7.3a). The extensometers, which have an initial length of 50 mm, were located at 120 ° around the sample (Figure 7.3b). To measure the temperature at the surface of the sample during the test, three temperature sensors (type PT 100) were also placed at 120 ° around the sample (Figure 7.3b).

Under testing, axial stress $\sigma(t)$ and axial strain $\varepsilon(t)$ values are defined by Equations (7.1) and (7.2) and the complex modulus, E^* , is calculated by Equation (7.3). The dynamic modulus $|E^*|$ represents the ratio of the amplitude of the stress σ_0 to the amplitude of the strain ε_0 . The phase angle ϕ_E corresponds to the delay between the stress and the strain sinusoidal signal. The sinusoidal signal of strain $\varepsilon(t)$ and stress $\sigma(t)$ were fitted to the experimental data by the method of least squares and used to calculate the dynamic modulus and the phase angle based on Equations (7.1) to (7.3). E_1 represents storage modulus and E_2 the loss modulus.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t) \quad (7.1)$$

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t + \phi_E) \quad (7.2)$$

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{j\phi_E} = |E^*| e^{j\phi_E} = E_1 + jE_2 \quad (7.3)$$

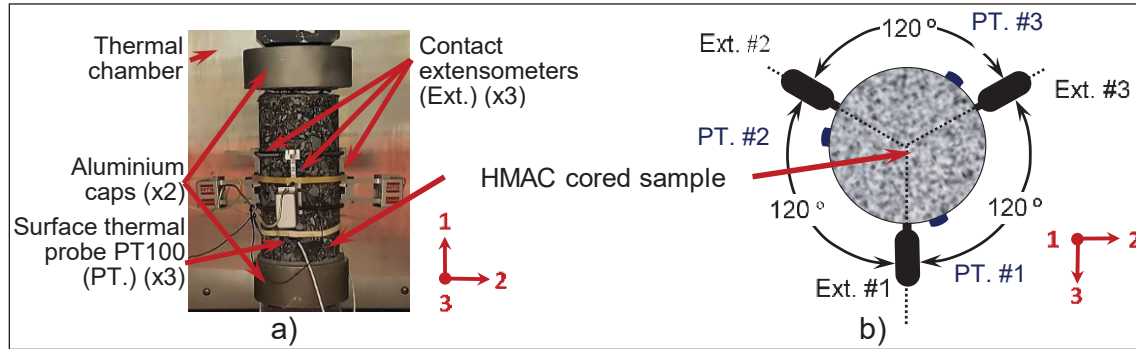


Figure 7.3 Setup for Tension-Compression test: a) Picture of the Overall Setup and, b) Upper View of an Instrumented Sample

The thermal conditioning of the material was done with the use of a thermal chamber. Eight temperatures ranging from -35°C to $+35^\circ\text{C}$ were selected to determine E^* . For each temperature, six frequencies from 0.03 Hz to 10 Hz at $50 \mu\text{m/m}$ (target strain value) were applied to the sample. The number of cycles applied at each frequency is limited (less than 100 cycles) so that bias effect such as heating due to viscous dissipation or even fatigue damage are negligible (H Di Benedetto et al., 2001). E^* was measured on one sample per slab in order to assess the stiffness variability between samples from different slabs. This step is needed to avoid any sample's stiffness effect on the fatigue life.

The results from E^* test were modeled using the 2S2P1D analogical rheological model (2 Springs, 2 Parabolic elements and 1 Dashpot) presented in Figure 7.4 (Olard & Di Benedetto, 2003). Previous studies have shown that the 2S2P1D model can be used for all bituminous mixtures, from the binder to the mix (Pham et al., 2015). At a given temperature, the LVE properties were characterized by seven constants (E_{00} , E_0 , k , h , δ , β and τ_{0E}). The 2S2P1D analytical expression of E^* is presented in Equation (7.4).

$$E_{2S2P1D}^*(i\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau_E)^{-k} + (i\omega\tau_E)^{-h} + (i\omega\beta\tau_E)^{-1}} \quad (7.4)$$

Where:

- i : is the complex number defined as $i^2 = -1$;
- ω : is the pulsation defined by $\omega = 2\pi f$, f is the frequency;
- k and h : are constants verifying $0 < k < h < 1$;
- δ : is a constant;
- β : is a constant related to the dashpot's viscosity as $\eta = (E_0 - E_{00})\beta$;
- E_0 : is the glassy modulus when $\omega \rightarrow \infty$;
- E_{00} : is the static modulus when $\omega \rightarrow 0$;
- τ_E : is a characteristic of time depending only on the temperature Equation (7.5).

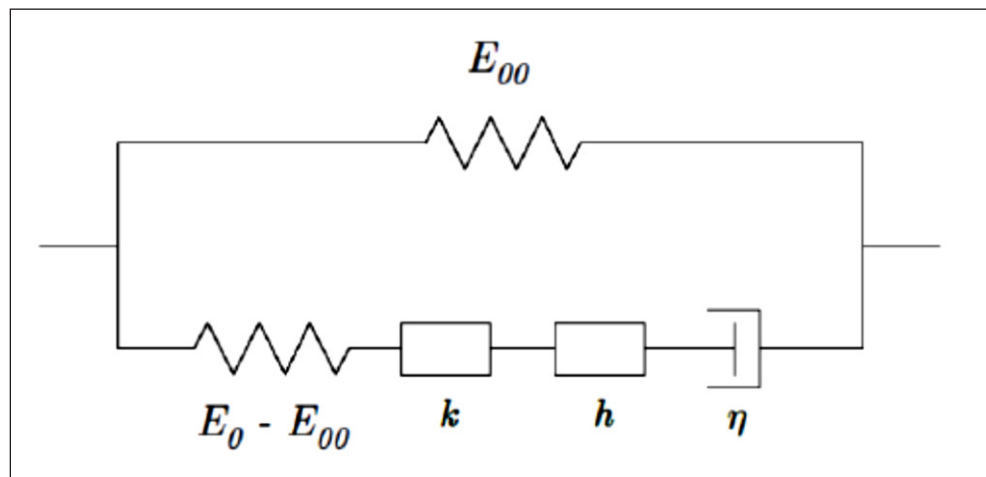


Figure 7.4 Schematic representation of the 2S2P1D model (Olard and Di Benedetto, 2003)

$$\tau_E = a_T(\theta) \times \tau_{0E} \quad (7.5)$$

$a_T(\theta)$ in Equation (7.5) is a shift factor applied when time-temperature superposition principal is verified, where $a_T(\theta) = 1$ at a referential temperature θ_R . The evolution of τ_E is determined by the Williams-Landel Ferry (WLF) law as presented in Equation (7.6), where C_1 and C_2 are calculated at a reference temperature. The WLF law is fitted into shifted isothermal curves to construct the master curves.

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(\theta - \theta_R)}{(\theta - \theta_R) + C_2} \quad (7.6)$$

7.5.3.2 Tension-Compression Fatigue Tests

Fatigue tests were performed using the same setup likewise in complex modulus tests. The tests were conducted in isothermal condition at $\theta = 10^\circ\text{C}$, under strain-controlled mode. Three test frequencies namely 5, 10 and 25 Hz, were used to assess the effect of frequency. The strain amplitude ε_0 varies from 130 to 200 $\mu\text{m/m}$ for all frequencies.

7.5.4 Fatigue Analysis Approach

7.5.4.1 Wöhler's Curve Construction

The first step to compare the effect of the loading frequency was to analyze the stiffness evolution curve under fatigue tests to determine the (i) initial dynamic modulus and phase angle and, (ii) number of cycles to failure ($N_{f50\%}$). In some cases, the sample failure occurred before 50 % reduction of the initial stiffness value; in this case $N_{f50\%}$ is considered as the number of cycles to failure. For other cases, the test was stopped (when N_f is higher than 10 million cycles) before the sample lost 50 % of its initial stiffness; in that case, a fitting procedure was adopted. The curve fitting was applied using a linear model as recommended by the standard (ASTM D 7460-10). It should be noted that only short-range extrapolations were conducted.

All M-E PD Software refers almost to the same fatigue model as proposed by Wöhler's law (Perraton et al., 2019b). Equation (7.7) expresses the general form of the Wöhler's law to link the applied strain amplitude on the sample (ϵ_0) to the corresponding fatigue life ($N_{f50\%}$):

$$N_{f50\%} = N_{f50\%}(\epsilon_0, \theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) = N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \times \epsilon_0^{-a_2} \quad (7.7)$$

Where $N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ is a coefficient equal to the fatigue life at reference fatigue testing conditions $(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})$ for a strain amplitude of 1 m/m (Probability of 50 %); $N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) = 10^6 \cdot \epsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})^{a_2}$; ϵ_6 represents the strain amplitude for which the failure occurs after 1 million cycles; a_2 is the slope of the Wöhler's curve in the $\log N_{f50\%}$ - $\log \epsilon_0$ plot.

7.5.4.2 Bias Effect

For asphalt materials, cyclic loadings generate self-heating due to the viscous dissipated energy (Hervé Di Benedetto et al., 2011b), which raises the sample initial temperature to a stabilised level (θ_{test}) during TC fatigue tests. This phenomenon varies depending on the testing conditions: for a high frequency (or for a high level of strain), the sample heating is expected to be more significant than for a low frequency (or for a low level of strain). Consequently, even though we performed the fatigue tests under a fixed control temperature of 10 °C, the test-stabilised temperatures (θ_{test}) for each sample group (5, 10 and 25 Hz) were somewhat different. In order to compare the fatigue life from all sets of data at a given reference temperature (θ_{ref}), the fatigue life was corrected to account for the temperature effect according to the FPDM as given by Equation (7.8):

$$N_{f50\%}(\theta_{\text{ref}}, f_{\text{test}}) = N_{f50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \cdot \left[\frac{|E^*(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})|}{|E^*(\theta_{\text{ref}}, f_{\text{test}})|} \right]^{\frac{a_2}{2}} \quad (7.8)$$

Where $|E^*(\theta_{\text{ref}}, f_{\text{test}})|$ is the dynamic modulus of the mix at the fixed reference temperature ($\theta_{\text{ref}} = 11^\circ\text{C}$) and $|E^*(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})|$ is the dynamic modulus of the mix at the stabilised temperature

under testing (θ_{test}). The $|E^*(\theta_{\text{ref}}; f_{\text{test}})|$ and $|E^*(\theta_{\text{test}}; f_{\text{test}})|$ values were calculated using the 2S2P1D model.

7.6 Presentation and Analysis of Results

7.6.1 Complex Modulus Tests Results

The E^* results are plotted in Figure 7.5 in the normalized Cole-Cole plan and Black diagrams for all slabs (SL-01 to SL-20). The 2S2P1D parameters are reported in Tableau 7.3.

In order to evaluate the stiffness variability among the slabs, the experimental E^* results were normalized considering Equation (7.9), where E_{00} is the static modulus and E_0 is the glassy modulus as reported in Tableau 7.3. The real part of the normalized complex modulus varies from 0 to 1. The normalization of the complex modulus was proposed by Pham et al., 2015. Those authors showed that the representation of the E^* results in normalized axes appears as independent of the granular skeleton for asphalt materials and allows for better comparison. From Figure 7.5, it is possible to see that all the curves plotted are superposed. This effect was also noted in the values of the 2S2P1D model. In fact, the parameters k , h , δ and β of the 2S2P1D model are equal for all slabs. This result is expected when using the same bitumen (Olard & Di Benedetto, 2003).

$$E_{\text{norm}}^* = \frac{E^* - E_{00}}{E_0 - E_{00}} \quad (7.9)$$

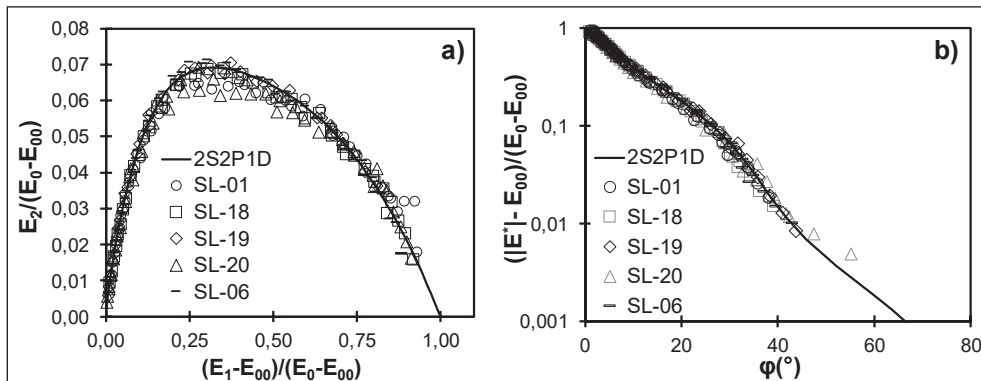


Figure 7.5 Representation of the normalized complex modulus results:

a) Cole-Cole plan; b) Black diagram

Tableau 7.3 Summary of 2S2P1D model parameters

Slab (#)	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k (-)	h (-)	δ (-)	τ_{0E} (s)	β (-)	C_1 (-)	C_2 (-)	θ_{ref} (°C)
SL-01	280	42,000	0.15	0.455	2.35	0.50	1,500	30.81	217.96	11
SL-06	280	43,000				0.12		31.37	215.92	
SL-18	280	42,800				0.35		26.84	195.26	
SL-19	140	44,300				0.22		26.02	180.48	
SL-20	180	41,000				0.29		27.14	196.62	

Using the 2S2P1D model, it is possible to calculate the $|E^*|$ and the ϕ_E at any temperature and loading frequency. Tableau 7.4 presents the values of $|E^*|$ and ϕ_E from 2S2P1D model at $\theta_{ref} = 11$ °C. The relative error between $|E^*|$ and ϕ_E values from different slabs and for each frequency is less than 7 %. The lowest value of $|E^*|$ for all frequencies is obtained for slab SL-06. Furthermore, the values of $|E^*|$ did not increase from slab SL-01 to SL-20, suggesting no aging occurrence in the used bitumen. Overall, the results suggest a priori that LVE properties ($|E^*|$ and ϕ_E) are similar for all slabs and, therefore, the bias related to the samples preparation and stiffness is negligible.

Tableau 7.4 Values of E^* norm and phase angle from 2S2P1D model at the fixed reference temperature ($\theta = 11$ °C)

Slab number and parameters	f (Hz)					
	5		10		25	
	$ E^* $ (MPa)	ϕ_E (°)	$ E^* $ (MPa)	ϕ_E (°)	$ E^* $ (MPa)	ϕ_E (°)
SL-01	15,453	11.0	16,728	10.0	18,392	9.0
SL-06	12,796	13.3	14,087	12.1	15,791	10.8
SL-18	14,766	11.5	16,046	10.5	17,720	9.4
SL-19	14,353	12.3	15,682	11.2	17,427	10.0
SL-20	13,760	11.9	14,990	10.8	16,602	9.6
Average (\bar{x}_i)	14,226	12.0	15,507	11.3	17,186	9.8
Standard deviation (s_i)	1,009	0.9	1,012	0.8	1,011	0.7
Relative error (%)	7	7	7	7	6	7

7.6.2 Fatigue Tests Results

The tests characteristics (strain level ε_0 , air void content V_a and temperature θ) and the fatigue life duration results of the samples (according to $N_{f50\%}$) for all three frequencies (5, 10 and 25 Hz) are presented in Tableau 7.5. The fatigue life duration $N_{f50\%}$ was then plotted versus the strain level ε_0 in a log-log scale according to standard EN 12697-24, at different loading frequencies and isothermal condition $\theta_{ref} = 10^\circ\text{C}$, to construct the Wöhler's curves presented in Figure 7.6. In addition, the $N_{f50\%}$ results were corrected, in accordance with the FPD method, by accounting of the temperature effect as expressed in Equation (7.8). The fatigue life duration was corrected as if the test was conducted at $\theta = 11^\circ\text{C}$. The latter value was chosen in order to reduce the difference between θ_{ref} and θ_{test} for all three frequencies hence reducing the bias due to the method hypothesis.

7.6.2.1 Fatigue Life Duration

The fatigue life of the samples, measured for the three frequencies, are reported in Tableau 7.5. At a low level of strain ($\varepsilon_0 \sim 150 \mu\text{m/m}$), it is possible to notice an important scatter in the values of $N_{f50\%}$ for each of the three frequencies. This observed scatter tends to rise when the frequency increases. For instance, the ratios of the highest and the lowest values of $N_{f50\%}$ ($R_{Nf50\%}$) at $150 \mu\text{m/m}$ is 3.7, 13.9 and 19.5 respectively for 5, 10 and 25 Hz. However, at a high level of strain, the scatter in the values of $N_{f50\%}$ is reduced significantly with values of $R_{Nf50\%}$ remaining inferior to 5.5 for all frequencies.

Tableau 7.5 Fatigue Test Results at Different Frequencies

f_{test} (Hz)	Sample ⁽¹⁾ (#)	V_a (%)	ε_0 ($\mu\text{m/m}$)	θ_{test} ⁽²⁾ ($^{\circ}\text{C}$)	$ E_0^*(\theta_{\text{test}}; f_{\text{test}}) $ ⁽³⁾ (MPa)	$N_{f50\%}(\theta_{\text{test}}; f_{\text{test}})$ (cycles)	$N_{f50\%}(\theta; f)$ ($\theta = 11^{\circ}\text{C}; f = f_{\text{test}}$)
5	SL-19-C3	3.0	142.8	10.8	11,652	511,577	537,684
	SL-06-B2	2.4	148.5	10.7	11,756	706,474	766,824
	SL-01-C1	1.9	148.8	10.7	15,064	4,983,333	5,322,231
	SL-01-A4	1.9	160.2	10.8	14,880	2,267,635	2,368,940
	SL-01-B3	2.1	170.9	11.0	13,849	791,516	791,516
	SL-20-A2	3.0	180.0	10.8	11,985	199,966	190,936
	SL-01-B2	1.8	180.2	10.9	14,312	153,306	156,699
	SL-01-B1	2.0	180.4	11.3	13,830	92,751	86,809
10	SL-19-B3	2.3	129.3	11.6	14,034	21,150,807	18,413,488
	SL-19-B4	3.2	147.8	11.5	14,996	1,185,077	1,055,935
	SL-19-C1	2.7	148.2	11.4	13,653	980,342	893,941
	SL-19-B2	2.1	149.2	11.1	13,504	13,630,305	13,323,800
	SL-19-A3	1.9	178.1	12.1	13,840	311,672	241,250
	SL-19-B1	2.2	180.9	11.6	13,231	1,354,953	1,179,596
	SL-19-A2	2.5	183.1	10.8	13,253	248,396	259,978
	SL-20-D1	2.4	191.8	11.3	12,673	62,353	58,506
25	SL-18-B3	2.7	148.9	12.2	17,894	4,400,414	3,594,387
	SL-18-B1	2.4	149.7	11.6	16,879	430,560	393,628
	SL-06-A2	2.5	149.7	12.4	16,013	8,415,617	6,123,734
	SL-18-A3	2.4	179.5	13.1	17,958	569,511	391,510
	SL-18-A2	2.2	179.7	13.3	17,652	353,496	233,688
	SL-18-A1	2.3	180.2	13.4	15,830	225,049	145,928
	SL-18-A4	2.4	196.2	13.7	17,849	122,326	74,771
	SL-18-C1	2.0	197.2	12.8	17,416	126,356	92,036
	SL-18-C3	2.2	200.3	13.2	17,088	88,118	59,405
⁽¹⁾ Nomenclature as defined in Fig. 1.							
⁽²⁾ Test stabilised temperature ongoing trial.							
⁽³⁾ Complex modulus value at the beginning of a fatigue test, determined by linear regression of complex modulus data on cycles 100-300 (500-750 for 25Hz) and extrapolated to cycle 1 in accordance with Perraton et al. 2019.							

7.6.2.2 Bias effect

Bias effects that occur during the beginning of the fatigue test, such as self-heating of the samples and non-linearity effect, also vary with the applied ε_0 . In fact, as the level of strain increases, it can be noticed that the values of $|E_0^*(\theta_{\text{test}}; f_{\text{test}})|$ decrease for all frequencies, suggesting a higher non-linearity effect at a high level of strain. In addition, the heating of the

samples, due to cyclic effects, was higher for high levels of strain and for high frequencies. A maximum value of $\theta_{\text{test}} = 13.7^\circ\text{C}$ was measured at $196.2\ \mu\text{m/m}$ and 25 Hz.

7.6.2.3 Wöhler's Curve from Raw Data

The Wöhler's curves for all three frequencies are presented in Figure 7.6. ϵ_0 and N_f are plotted in a logarithmic scale and fitted with the power model expressed in Equation (7.7). The parameters of the Wöhler's law for the three frequencies are presented in Tableau 7.6. The effect of the loading frequency is investigated by comparing the slope a_2 and the ϵ_6 values from the three frequencies.

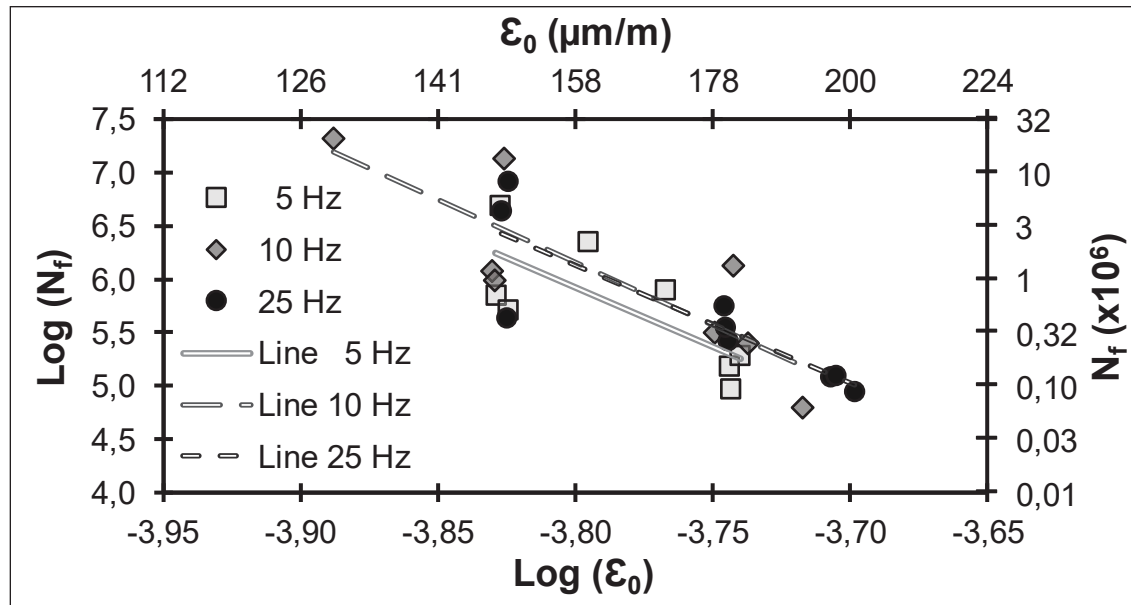


Figure 7.6 Wöhler's curve from raw data for all frequencies: 5, 10 and 25 Hz

The Wöhler's curves presented in Figure 7.6 suggest that the fatigue life obtained from all frequencies decreases when the strain amplitude ϵ_0 increases. In addition, no visible difference could be found between the Wöhler's curves. In fact, these curves seem to overlap for all frequencies except from frequency 5 Hz, where the Wöhler's curve is slightly below the others. Moreover, because of the rather low values of the coefficient of determination (R^2), it not possible to distinguish a clear tendency with regards to how the frequency affect the Wöhler's curve. This can also be observed in the S_{Nf} values that are 0.43, 0.50 and 0.37 respectively for

5, 10 and 25 Hz. The scatter in the fatigue results limits the conclusions that can be drawn regarding the frequency effect.

A summary of the Wöhler's curves parameters from raw data for all frequencies is reported in Tableau 7.6. For the purpose of drawing an objective conclusion, a statistical analysis of covariance ANCOVA is applied to assess whether or not the effect of the loading frequency on the fatigue behavior of HMAC is statistically significant. First, it must be verified if the slope of each group is distinct taking into account the variability of the test results.

Tableau 7.6 Wöhler's curves parameters from raw data for all three frequencies

Parameters	f_{test}		
	5 Hz	10 Hz	25 Hz
Number of tested sample (n)	8	8	9
$N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \cdot 10^{37} \text{ }^{(1)}$	6.94	0.02	15.10
a_2	Mean value (\bar{x}_i)	11.1	11.8
	Standard deviation (s_i)	4.0	3.1
$\varepsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \cdot 10^6$	Mean value (\bar{x}_i)	156	164
	Standard deviation (s_i)	1.1	1.2
R^2	0.56	0.71	0.74
$SN_f \text{ }^{(2)}$	0.43	0.50	0.37
$\text{}^{(1)} N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) = 10^6 \cdot \varepsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})^{a_2}$			
$\text{}^{(2)} SN_f = S_{\log(N_f)} \cdot \sqrt{[(1 - R^2) \cdot (n - 1)] / (n - 2)}$			

7.6.2.4 Effect of the Loading Frequency on the Wöhler's Curves Slopes from Raw Data

By assuming distinctive fatigue curves for each frequency, the linear relationship considered in the analysis of covariance (ANCOVA) can be written as:

$$\text{Log } N_{f_{i,j}} = \mu + (\beta + \gamma_i) \cdot \text{Log } \varepsilon_{0_{i,j}} + \alpha_i + \varepsilon_{i,j} \quad (7.10)$$

where i represents a series (5, 10 and 25 Hz: $i = 1$ to 3), j the number of tested samples per series, μ the logarithm average of fatigue duration life from all data, $\mu + \alpha_i$ the logarithm

intercept of the Wöhler's curves of each series ($\text{Log } N_{f150\%,i}$) with α_i the series intercept deviation, β the average slope of the three tested series with γ_i the series slope deviation ($\beta + \gamma_i = a_{2,i}$), and $\varepsilon_{i,j}$ the deviation of each point of a curve from the mean value. It should be noted that $\sum \gamma_i = \sum \alpha_i = 0$.

Tableau 7.7 presents the results of the ANCOVA, taking into account the interaction between the mean slope (β) and the deviations from the slopes γ_i specific to each frequency. The hypothesis at the heart of this analysis is that the differences between the slopes (γ_i) are equal (H_0), which is to say that the slopes are essentially the same. The results of Tableau 7.7 show that the calculated p-value for γ_i is 0.970, which is well above the value fixed for the risk (5 %: 0.05). Consequently, the hypothesis H_0 cannot be rejected: the frequency cannot be considered to have a significant statistical impact on the slopes of the Wöhler's curves for the three series studied. In addition, a single slope can represent the fatigue curves for all frequencies. The value found for this slope is 11.3.

Tableau 7.7 Results of the analysis of variance (ANCOVA) from raw data

Source	dff *		SCE ** (adjust : <i>adj</i>)	VARIANCE		F-value	p-value
	Type	Value		Type	Value		
β	---	1	6.634	---	6.634	44.600	0.000
α_i	Inter	2	0.009	Inter- <i>adj</i>	0.004	0.030	0.970
γ_i	Inter	2	0.009	Inter	0.004	0.030	0.970
$\varepsilon_{i,j}$	Intra	19	2.826	Intra	0.149		
Total	Total	24	11.064				
Assumption H_0 : The slopes are equal.							
* Degree of freedom.							
** Sum of the square of the adjusted deviations.							

7.6.2.5 Influence of Frequency by Considering Identical Slopes

In the case where the relationship between the response $\text{Log } N_{f,i,j}$ and the co-variable $\text{Log } \varepsilon_{0,i,j}$ is not dependent on the slope, the values of γ_i are therefore equal to zero and a unique value of the slope is considered. The relationship is then written as expressed in Equation (7.11):

$$\text{Log } N_{f_{i,j}} = \mu + \beta \cdot \text{Log } \varepsilon_{0,i,j} + \alpha_i + \varepsilon_{i,j} \quad (7.11)$$

For this analysis of variance, the hypothesis adopted is that the deviation from the intercept of the fatigue curves (α_i) are equal (H_0), that is to say that the effect of the frequency is not significant in terms of the Wöhler's curve parameters. Tableau 7.8 presents the results of the analysis of variance for each frequency by admitting a single slope for all frequencies. The results in Tableau 7.8 show that the calculated p-value for α_i is 0.936, a value much higher than that fixed for the risk (5 %: 0.05). The hypothesis H_0 cannot therefore be rejected: the intercept of the Wöhler's curves cannot be considered significantly distinct depending on the loading frequency of the fatigue test.

Tableau 7.8 ANCOVA to assess the concordance of the ordinates at the origin of the Wöhler's curves by considering an identical slope (11.3) between the frequencies

Source	ddf *		SCE ** (adjust : <i>adj</i>)	VARIANCE		F-value	p-value
	Type	Value		Type	Value		
β	---	1	7.703	---	7.703	57.05	0.000
α_i	Inter	2	0.018	Inter- <i>adj</i>	0.009	0.07	0.936
$\varepsilon_{i,j}$	Intra	21	2.835	Intra	0.135		
Total	Total	24	11.064				
Assumption H_0 : The intersects are equal							
* Degree of freedom							
** Sum of the square of the adjusted deviations. The adjusted values are the ordinates at the origin of the lifetimes (Log $N_{f_{i,j}}$) assuming that they vary linearly with the covariate along a slope β							

To conclude, according to the ANCOVA analysis, a single equation could be adopted to describe the fatigue behavior of HMAC regardless of the applied frequency of loading. As expressed in Equation (7.7), the value of the slope is $a_2 = 11.3$ and the value of the intercept is $N_{fl}(\theta_{\text{test}}; f_{\text{test}}) = 1.66 \cdot 10^{-37}$.

7.6.2.6 Temperature Effect on the Wöhler's Law Parameters

The previous analysis is based on raw data for which the stabilized temperature may vary depending on the frequency; the tests carried out at 25 Hz showed a significantly higher

temperature rise than the tests conducted at lower frequencies (5 and 10 Hz). However, it's well recognized that the fatigue duration life of HMA increases with temperature (Al-Khateeb & Ghuzlan, 2014). The comparison of measured lifetimes is therefore somehow biased. The fatigue model commonly used in mechanistic pavement design methods takes into account the effect of temperature by translating the fatigue curve for a given mix. We can therefore refer to it in order to correct the lifetime measured for a given temperature (θ). According to the fatigue model used in the FPDM, the fatigue life for a specific test condition ($\theta; f$) is given by the Equation (7.8). The values of $N_{f50\%}(11^{\circ}\text{C}; f_{\text{test}})$ for each of the tests were calculated for a temperature of 11 °C and reported in Tableau 7.5.

Figure 7.7 presents the Wöhler's curves for all three frequencies before and after temperature correction.

It is possible to notice that the temperature correction highly affects the 25 Hz curve in comparison to the curves from 5 and 10 Hz. The fatigue life duration reduction was around 30 % for 25 Hz where no change was observed for the value of the slope.

Furthermore, the value of ε_6 decreased from 163 $\mu\text{m/m}$ to 159 $\mu\text{m/m}$, suggesting that the fatigue life decreases when the temperature decreases. No significant change was noticed for 5 and 10 Hz. All the results of the Wöhler's curves parameters are summarized in Tableau 7.9.

The results in Tableau 7.9 also indicate a very close yet slightly higher values of R^2 but very close (approximately 0.66 ± 0.11) for all loading frequencies. This result is also notable according to SN_f values which becomes somewhat lower in comparison to results from Tableau 7.6 (without temperature correction). The values of the slopes also kept the same tendency as those before the temperature correction.

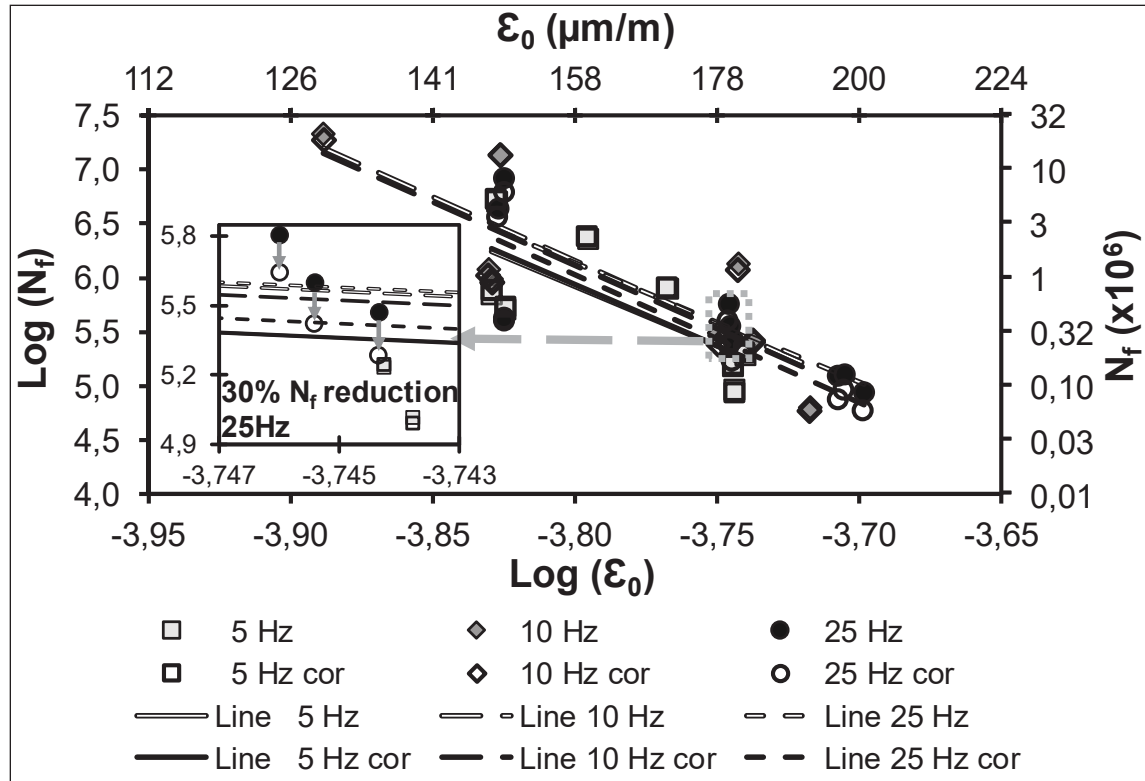


Figure 7.7 Wöhler's curve for all three frequencies after temperature correction (cor : temperature correction)

Tableau 7.9 Summary of Wöhler's law parameters after the temperature correction

Parameters	f_{test}		
	5 Hz	10 Hz	25 Hz
Number of tested sample (n)	8	8	9
$N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \cdot 10^{37} \text{ }^{(1)}$	0.52	0.03	15.9
a_2	Mean value(\bar{x}_i)	11.4	11.8
	Standard deviation (s_i)	4.1	3.1
$\epsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) \cdot 10^6$	Mean value(\bar{x}_i)	157	162
	Standard deviation (s_i)	1.2	1.2
R^2	0.57	0.70	0.79
$\text{SN}_f \text{ }^{(2)}$	0.43	0.50	0.35
$^{(1)} N_{f1,50\%}(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}}) = 10^6 \cdot \epsilon_6(\theta_{\text{test}}, f_{\text{test}})^{a_2}.$			
$^{(2)} \text{SN}_f = S_{\log(N_f)} \cdot \sqrt{[(1 - R^2) \cdot (n - 1)] / (n - 2)}.$			

In order to verify if the difference observed in the parameters of the Wöhler's curve is significant, the statistical analysis ANCOVA is presented in the following section.

7.6.2.7 Effect of the Loading Frequency on the Wöhler's Curves Slopes after Temperature Correction

Similar to what was done with the raw data, ANCOVA analysis is realized using the same linear model as expressed in Equation (7.10). Tableau 7.10 presents the results of the analysis of variance, taking into account the interaction between the mean slope (β) and the deviations from the slopes γ_i specific to each frequency.

Tableau 7.10 Results of the analysis of variance after temperature correction

Source	dff *		SCE ** (adjust : <i>adj</i>)	VARIANCE		F-value	p-value
	Type	Value		Type	Value		
β	---	1	6.816	---	6.816	49.300	0.000
α_i	Inter	2	0.006	Inter- <i>adj</i>	0.003	0.020	0.980
γ_i	Inter	2	0.006	Inter	0.003	0.020	0.980
$\epsilon_{i,j}$	Intra	19	2.627	Intra	0.138		
Total	Total	24	11.625				
Assumption H_0 : The slopes are equal.							
* Degree of freedom.							
** Sum of the square of the adjusted deviations.							

The calculated p-value for γ_i is 0.980, which is higher than the value fixed for the risk (5 %: 0.05). We can't conclude that the frequency has a significant impact on the slopes of the Wöhler's curves for the three frequencies studied. A single slope fixed at 11.6 can then represent the fatigue curves of each frequency.

7.6.2.8 Influence of Frequency by Considering Identical Slopes after Temperature Correction

By considering the values of $N_{f50\%}(11^\circ\text{C}; f_{\text{test}})$ from Tableau 7.5, Tableau 7.11 presents the results of analysis of variance for each frequency assuming a single slope. Results show that the intercept of the Wöhler's curves cannot be considered distinct regarding the frequency range of this study.

Tableau 7.11 Analysis of variance to assess the concordance of the intersect of the Wöhler's curves by considering an identical slope and the corrected lifetimes

Source	ddf *		SCE ** (adjust : <i>adj</i>)	VARIANCE		F-value	p-value
	Type	Value		Type	Value		
β	---	1	8.006	---	8.006	63.870	0.000
α_i	Inter	2	0.031	Inter-adj	0.016	0.120	0.884
$\epsilon_{i,j}$	Intra	21	2.633	Intra	0.125		
Sum		24	11.625				
Assumption H_0 : The intersects are equal.							
* Degree of freedom.							
** Sum of the square of the adjusted deviations. The adjusted values are the ordinates at the origin of the lifetimes (Log $N_{f,i,j}$) assuming that they vary linearly with the covariate along a slope β .							

To conclude, according to the ANCOVA analysis, a single equation could be adopted to describe the fatigue behavior of HMAC independently of the loading frequency. By following the model described in Equation (7.7), the value of the slope is $a_2 = 11.5$ and the value of the intercept is $N_{f1}(\theta; f) = 2.00 \cdot 10^{-38}$.

7.7 Discussion

The scattering in the values of $N_{f50\%}$ could be explained by the fatigue phenomenon itself (mode of loading) along with the heterogeneity of the material (H Baaj, 2002). The ratio of fatigue life can vary from 1 to 30 for asphalt materials (Perraton, Di Benedetto, & Carter, 2011) depending on the air void content, the level of applied strain and the mode of loading (Soliman, 1976). The scattering in fatigue life results is generally more important for controlled-strain tests than controlled-stress tests (Monismith, Kasianchuk, & Epps, 1967).

The lower sensitivity of Wöhler's curve parameters of HMAC to the loading frequency is also reported in the literature (Fakhri et al., 2013; Konrad Mollenhauer & Wistuba, 2009). The authors found less reduction in the fatigue life of HMAC compared to HMA with unmodified bitumen when the loading frequency is increased. This could be partially explained by HMAC mix design along with the improved healing effect due to the presence of polymers (Fakhri et al., 2013). Moreover, in the FPDm, the slope of fatigue is always assumed to be unique

independently from the testing method (Perraton et al., 2019b). This also suggests that the frequency has a marginal effect of the Wöhler's curve parameters.

Furthermore, the Wöhler's law parameters are dependent on the selected fatigue criterion (Tapsoba et al., 2013a). In particular, $N_{f50\%}$ is reported in the literature as not always adequate to describe the fatigue behavior of polymer-modified asphalt mixes (M. M. Boussabnia et al., 2019; Fakhri et al., 2013; Tapsoba et al., 2013a). It is then necessary to determine fatigue life duration of HMAC according to more fatigue criteria that relate to the transition from phase II to III during a fatigue test. This study will be presented in a further paper.

CHAPITRE 8

TEMPERATURE EFFECT ON THE FATIGUE BEHAVIOUR OF HIGH-MODULUS ASPHALT CONCRETE (HMAC)

Mohamed Mounir Boussabnia^a, Daniel Perraton^b, Sébastien Lamothe^c, Hervé Di Benedetto^d,
Marc Proteau^e, Bertrand Pouteau^f

^{a, b, c} Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

^d LTDS Laboratory (UMR CNRS 5513), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)
University of Lyon, Lyon, France

^e Centre technique des Amériques (CTA), Brossard, Canada, J4Y 0E4

^f Centre de Recherche Eurovia Mérignac (CRM), France

Article publié dans « Construction and Building Materials »,
December 2023

8.1 Abstract

This study investigated the effect of temperature on the fatigue behavior of high-modulus asphalt concrete (HMAC). The impact of temperature on the Wöhler's curve parameters, especially with respect to the slope and intercept, was studied to evaluate the accuracy of current methodologies used to estimate them in mechanistic–empirical pavement design tools (M-E PD). Four series of tension–compression (TC) fatigue tests were conducted on HMAC samples at four temperatures (-8.3 °C, 1.4 °C, 11.3 °C, and 21.0 °C). The findings indicated a significant impact of temperature on the intercept; the slope did not exhibit any statistically significant effect.

Keywords: Fatigue, Tension-compression test, Polymer-modified bitumen, Temperature effect, High-modulus asphalt concrete, Wöhler's curve parameters.

Highlights:

- Evaluate low temperature impact on HMAC's fatigue behavior.
- Assess temperature influence on HMAC's Wöhler curve parameters.
- Check the accuracy of M-E PD methods to properly modelling HMAC's temperature-dependent fatigue response.

8.2 Introduction

With an increasing number of heavy loads on road networks, use of high-performance asphalt materials has increased in road projects (Capitão & Picado-Santos, 2006; Moreno-Navarro et al., 2020; Picado Santos & Baptista, 2002; Zhuang et al., 2023); nearly one billion dollars are spent annually on pavement maintenance in North America (Mohamed Mounir Boussabnia et al., 2022). High-performance asphalt materials offer durable and cost-effective solutions for road construction and maintenance. High-modulus asphalt concrete (HMAC), developed in Europe in the 1990s and adapted to cold regions such as Canada using polymer-modified bitumen, has gained interest in the North American road industry. However, to realize the benefits of using HMAC in pavement structures, a M-E PD method must be used (Perraton et al., 2019b).

As with all asphalt mixes, HMAC inherits its viscous behavior from the bituminous binder. The kinetic and thermal susceptibilities of the binder are transposed to the asphalt mixture and affect its mechanical and thermal properties in all domains (linear viscoelastic (LVE), fatigue, rutting, etc.). Consequently, temperature is important to consider in pavement design, particularly with respect to the fatigue behavior of asphalt layers (Ktari et al., 2022; Yang, You, Hiller, & Watkins, 2018).

The fatigue resistance of a material is its capacity to withstand repeated loadings without failure (Y.H. Huang, 2004; Tayebali A.A., 1994). During repeated loading, fatigue cracking starts with creation of microcracks in the material, which accumulate and coalesce to form macrocracks, leading to failure (Baghaee Moghaddam, Karim, & Abdelaziz, 2011; Mohamed Mounir Boussabnia, Perraton, Di Benedetto, Lamothe, & Proteau, 2023; Rao Tangella S.C.S.,

1990). Many factors influence the fatigue resistance of an asphalt mix, particularly the loading and environmental variables (P. Baburamani & ARRB Transport Research, 1999). Comprehensive understanding and modeling of pavement fatigue cracking over a wide range of environmental conditions, especially testing temperature, requires either numerous experiments or a mechanical method for pavement design (Bodin, Terrier, Perroteau, Hornyh, & Marsac, 2010).

The fatigue behavior of asphalt mixes is experimentally characterized through a variety of methods including full-scale field tests, field surveys, and laboratory fatigue testing temperatures (H. Di Benedetto, C. de La Roche, H. Baaj, A. Pronk, & R. Lundström, 2004; Hugo & Martin, 2004; Tsai, Harvey, & Monismith, 2002; Yang et al., 2018). While laboratory methods are favored for their efficiency and cost-effectiveness (Cheng et al., 2020), they employ standardized testing procedures that may adopt certain simplifications to facilitate the characterization process. For instance, most standards recommend performing fatigue tests at constant and fixed temperature. Following the standard, the fixed temperature is generally either 10 °C or 20 °C as recommended by standards like EN 12697-24 and AASHTO T321, respectively. However, the pavement structures are subjected to temperatures that largely differ from 10 °C and 20 °C. For correct design purpose, it appears as important to study the fatigue behavior of asphalt mixes over a wider range of temperatures. Especially, in cold regions such as Canada, the focus should be made on low temperatures for which there is a lack of comprehensive studies in the literature.

In pavement design context, fatigue resistance is a crucial design criterion for asphalt layers in all mechanistic–empirical design methods (Baghaee Moghaddam et al., 2011; Bodin et al., 2010; Hornyh, Balay, & Bodin, 2013; Perraton et al., 2019b). To consider fatigue resistance in the pavement design method, most M-E PD software refers to the classical approach of fatigue-life calculation, assuming an empirical power law of fatigue known as Wöhler’s law (also referred to as Wöhler’s curve or simply the fatigue law) (Bodin et al., 2010; Perraton et al., 2019b), as expressed in Equation (8.1).

$$N_f = N_{f1} \cdot \epsilon_0^{-a_2} \quad (8.1)$$

where N_f is the fatigue-life at a given frequency–temperature (θ, f); ϵ_0 is the critical tensile strain amplitude (m/m) at (θ, f); a_2 is the slope of Wöhler’s curve associated with a straight line in the $\log N_f - \log \epsilon_0$ scale, and N_{f1} is a coefficient function of the testing conditions (Perraton et al.). The relationship between different Wöhler’s law coefficients used in pavement design software has already been established in the literature (Perraton et al., 2019b). Subsequently, to encapsulate the effect of temperature on the fatigue performance of a specific asphalt mixture, a third coefficient related to a stiffness-based power function, is integrated into Wöhler's law. In the FPD method, this is the coefficient is noted "m"; for the M-E PDG method, it is the coefficient "a₃". The efficiency of this approach relies on the assumption that the slope of the Wöhler’s curve remains unchanged across different temperatures (Domec, 2005; Domec, Breysse, Roche, & Yotte, 2005; Horny et al., 2013; Perraton et al., 2019b). Furthermore, the "a₃" or "m" coefficients are first presupposed values and, secondly, are assumed to be invariant from one type of asphalt mix to another. However, inaccurate estimation of the "a₃" (or "m") coefficient not only compromises the efficiency of M-E PDG methods to properly modelling temperature effect on the fatigue behavior of asphalt mixes, but also induces variations in the thickness of the pavement layer (Perraton et al., 2019b). Very few recent studies have attempted to update these coefficients according to the asphalt mix type.

The effect of temperature on the fatigue life of an HMAC asphalt mix, is addressed. A flowchart of the approach considered for this research is presented in Figure 8.1.

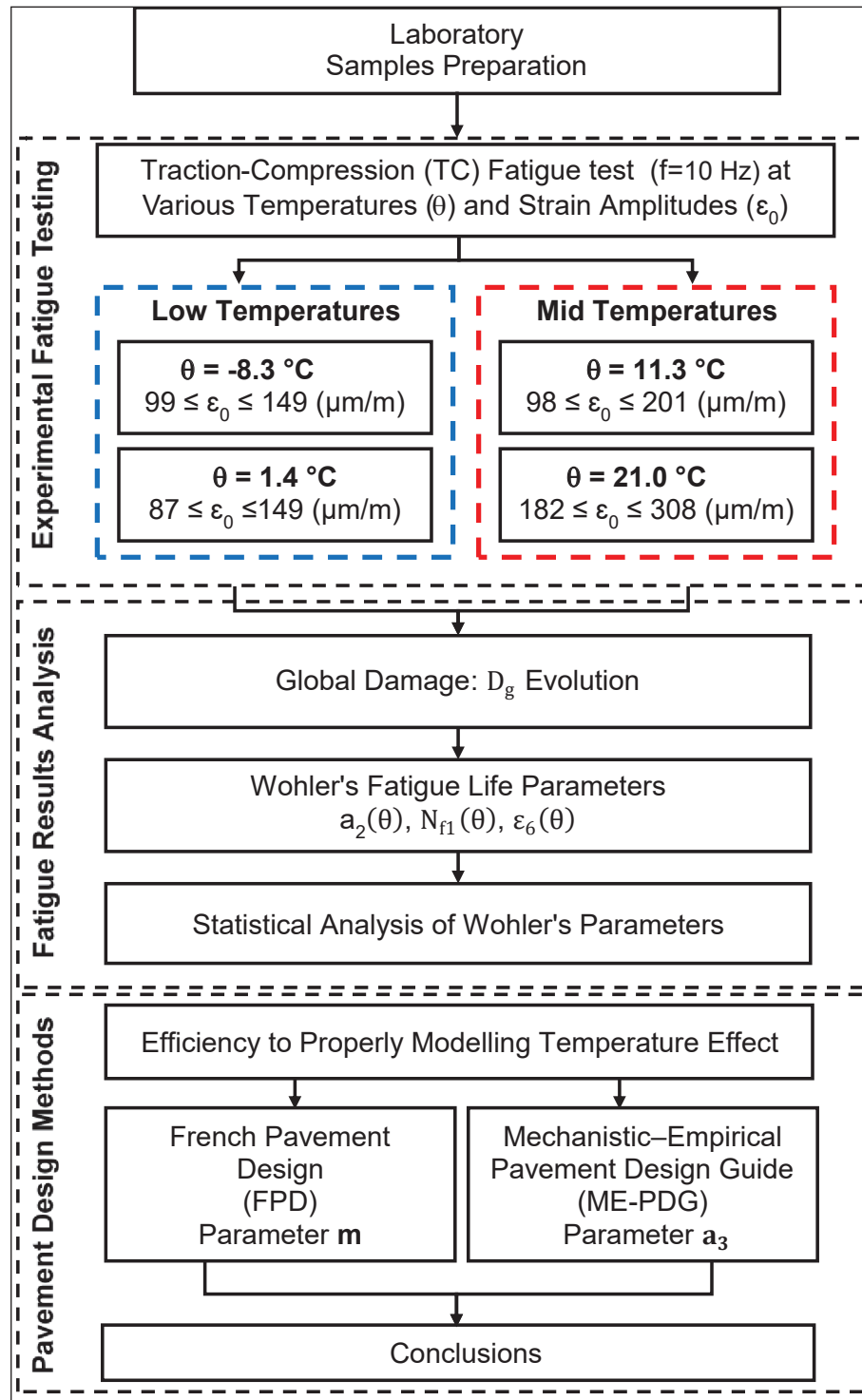


Figure 8.1 Research flowchart methodology

8.3 Objectives

This study investigates the influence of temperature on the Wöhler's curve parameters of an HMAC by addressing two main questions: (1) How does temperature affect the slope (a_2) and intercept (N_{f1}) of the Wöhler's curve? (2) Do the methods used in M-E PD tools accurately predict Wöhler's curve parameters at any given temperature? In particular, we focus on the French Pavement Design (FPD) method and the method proposed in the mechanical–empirical pavement design guide (M-E PDG), as they have been widely used as reference methods in building and road construction worldwide (North America, Europe, Africa, South America etc.) (J. Balay, Brosseaud, Barra, & Castaneda, 2012; Ceylan, Coree, & Gopalakrishnan, 2009; Mehta, Sauber, Owad, & Krause, 2008; Pereira & Pais, 2017; Quintus & Moulthrop, 2007; Wang, Hall, Li, Nguyen, & Gong, 2009; Xiao, 2012).

8.4 Fatigue of asphalt mix: literature review

8.4.1 Fatigue-life determination

Fatigue tests are commonly performed in a cyclic continuous mode; complex modulus (E^*) measurements are used to assess damage during the test. The evolution of E^* during a fatigue test depends on several factors, including the loading frequency (f), testing temperature (θ), strain amplitude (ϵ_0), and number of cycles (N).

To accurately assess the fatigue resistance of an asphalt mix, a series of fatigue tests must be conducted on samples in controlled temperature (θ_t) and frequency (f_t) conditions. The fatigue-life (N_f) is the primary measure used to describe the fatigue resistance of asphalt mixes. However, to determine the fatigue-life of a sample, it is necessary to track the evolution of the dynamic modulus (norm of the complex modulus $|E^*(N)|$) during the fatigue test.

The evolution of dynamic modulus $|E^*(\epsilon_0, N)|$ with respect to the number of cycles (N) is typically represented by an S-shaped curve. Figure 8.2 (a) illustrates the evolution of the normalized dynamic modulus as a function of the number of cycles for three fatigue tests

conducted at constant strain amplitudes ($\epsilon_{0,1} > \epsilon_{0,2} > \epsilon_{0,3}$). The normalized dynamic modulus represents the ratio between the measured dynamic modulus at cycle N $|E^*(\epsilon_0, N)|$ and the reference dynamic modulus ($|E_0^*(\epsilon_0)|$), which is determined using linear regression to $N=0$ of the $|E^*(\epsilon_0, N)|$ data window, ensuring that the applied strain is achieved for all testing temperatures (typically less than 600 cycles).

The fatigue curve shown in Figure 8.2 (a) can be divided into three distinct phases: i) phase I is characterized by a rapid decrease in $|E^*(\epsilon_0, N)|$ during the first few thousand cycles owing to bias effects (nonlinearity, thixotropy and heating); ii) phase II is characterized by a quasi-linear decrease in $|E^*(\epsilon_0, N)|$, where fatigue degradation is the primary cause of damage in the sample. The decrease in rigidity is triggered by the uniform growth of micro-cracks in the sample, which allows the $|E^*(\epsilon_0, N)|$ decrease to be used as an indicator of fatigue damage evolution; iii) phase III begins when micro-cracks coalesce into macro-cracks that propagate through the sample until failure (H. Di Benedetto & J. F. Corté, 2004; Perraton, Touhara, Di Benedetto, & Carter, 2014). During phase III, a rapid decrease in $|E^*(\epsilon_0, N)|$ is observed.

Although fatigue analysis focuses on development of microcracks specific to fatigue damage, bias effects are also responsible for dynamic modulus reduction during a fatigue test. Di Benedetto et al. (Hervé Di Benedetto et al., 2011b) demonstrated that the reduction in the dynamic modulus of a BBSG asphalt mixture observed during the first 10,000 cycles of a fatigue test could be recovered after a rest period. Thus, it is crucial to separate the origins of the dynamic modulus reduction to focus on fatigue damage. Bias effects, which are specific to cyclic continuous-mode testing, are generally nonexistent in actual road conditions.

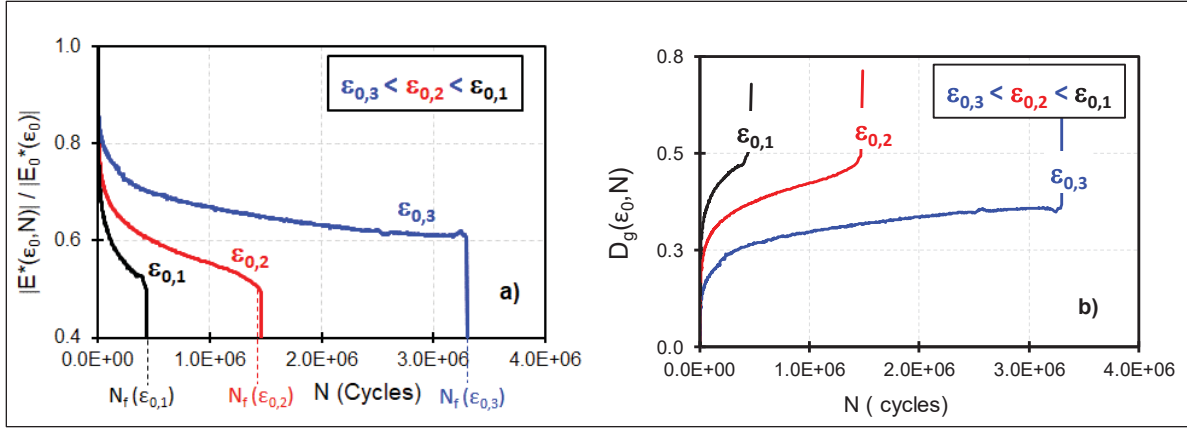


Figure 8.2 Fatigue results from homogeneous test (such as tension–compression test) performed at a specific temperature (θ_t) and frequency (f_t): a) Evolution of dynamic modulus ($|E^*(\epsilon_0, N)|$) normalized by initial dynamic modulus value ($|E_0^*(\epsilon_0)|$); b) Evolution of global damage $D_g(\epsilon_0, N)$. Adapted from Di Benedetto et al. (2023)

According to the evolution of the dynamic modulus, we can define the global damage of the sample at cycle N ($D_g(\epsilon_0, N)$) for a given strain amplitude (ϵ_0) and fixed temperature (θ_t), as shown in Equation (8.2) and Figure 8.2 (b) (Hervé Di Benedetto et al., 2023a). $D_g(\epsilon_0, N)$ characterizes the relative loss of the dynamic modulus between the initial state ($N=0$) and the state of the material at N cycle (Perraton, Baaj, et al., 2011).

$$D_g(\epsilon_0, N) = 1 - \frac{|E^*(\epsilon_0, N)|}{|E_0^*(\epsilon_0)|} \quad (8.2)$$

8.4.2 Fatigue-life and fatigue criteria

The fatigue-life of a material (N_f) corresponds to the number of cycles necessary to initiate fatigue cracking (Perraton et al., 2014), which typically occurs at the transition point between phases II and III (Mai Lan Nguyen et al., 2013). Various fatigue criteria have been proposed to accurately determine the transition point. Tapsoba et al. (Mai Lan Nguyen et al., 2013) classified fatigue criteria into four categories: 1) criteria based on the dynamic modulus decrease (classical criterion, $N_{f50\%}$ and $N_{fE^*_N}$); 2) criteria related to the phase angle evolution ($N_{f\phi_{E-N}}$ and $N_{fE^*-\phi_E}$); 3) criteria from analysis of sample homogeneity (for TC fatigue tests

only: $N_{f\Delta\epsilon 25\%}$ and $N_{f\Delta\phi 5^\circ}$); 4) criteria obtained from the dissipated viscous energy curve (W). Further details on determination of these criteria can be found in Tapsoba et al. (Mai Lan Nguyen et al., 2013).

In this study, we considered two fatigue criteria: 1) $N_{f50\%}$, which is the classical criterion based on a 50% dynamic modulus loss; 2) $N_{II/III}$, which represents the number of cycles corresponding to the transition between phases II and III. To determine the demarcation point between phases II and III, we examined the evolution of $|E^*(\epsilon_0, N)|$ as a function of N , as explained by Tapsoba et al. (Mai Lan Nguyen et al., 2013), and denoted it as ($N_{fE^*_N}$). This value represents the number of cycles at which the slope of the $|E^*(\epsilon_0, N)|$ curve began to increase after the decay observed during phase II. To avoid ambiguity in some cases, we also referred to the second and third categories of criteria proposed by Tapsoba et al. (Mai Lan Nguyen et al., 2013), when necessary.

8.4.3 Effect of temperature on fatigue-life

Wöhler's law is used as a fundamental principle in most pavement design methodologies. Wöhler's law is derived from laboratory tests conducted in force-controlled conditions (or stress = σ_0 for homogeneous tests) or displacement-controlled conditions (or strain = ϵ_0 for homogeneous tests), and establishes a relationship between the fatigue-life of the material and the applied stress magnitude in controlled conditions (θ_t , f_t). On a log–log scale, Wöhler's law is expressed as a straight line defined by a slope (a_2) and a specific point. The FPD method refers to this point as ϵ_6 , which corresponds to the strain level (m/m) that leads to a fatigue-life of 1 million cycles ($N_{f_{\epsilon_6}} = 10^6$). In contrast, the M-E PDG method refers to the intercept of the Wöhler's curve, denoted as N_{fI} . $N_{fI}(\theta_t)$ represents the fatigue-life of the asphalt mix in reference fatigue-testing conditions for a strain amplitude of 1 m/m. Figure 8.3 (a) illustrates Wöhler's curve on a $\log N_f - \log \epsilon_0$ scale. The mathematical relationship between ϵ_6 and N_{fI} is expressed in Equation (8.3) (Perraton et al., 2019b).

Main pavement design methods introduce temperature effects on fatigue by a shift of the fatigue-life Wöhler curve. The shift amplitude depends only on the stiffness of the material, as depicted in Figure 8.3 (b) and Figure 8.3 (c). More details are presented in section 8.4.4.

$$N_{f1}(\theta_t) = 10^6 \cdot (\varepsilon_6(\theta_t))^{a_2} \quad (8.3)$$

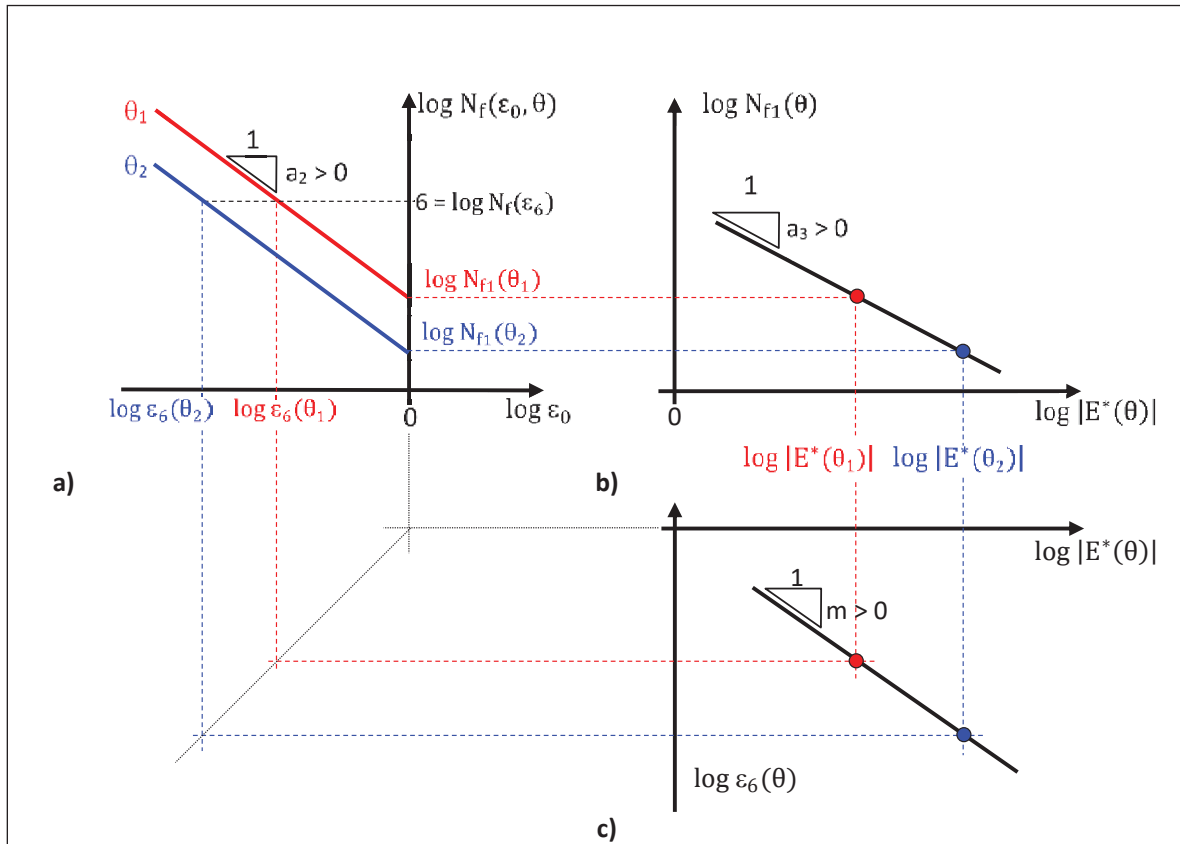


Figure 8.3 Procedure for determining Wöhler's curve coefficients at different temperatures (θ) in fixed-frequency conditions (f): a) Classical Wöhler's curve in $\log N_f(\varepsilon_0, \theta) - \log \varepsilon_0$ domain; b) Determination of coefficient a_3 in $\log N_{f1}(\theta) - \log |E^*(\theta)|$ scale; c) Determination of coefficient m in $\log \varepsilon_6(\theta) - \log |E^*(\theta)|$ scale

Efforts have been made to assess the effect of temperature on the fatigue behavior of asphalt mixtures using tension–compression tests (Mohamed Mounir Boussabnia et al., 2023; Lundstrom et al., 2004a; Perraton et al., 2014), four-point bending tests (Cheng et al., 2020; de Mello, de Farias, & Kaloush, 2018; Doucet, 1999; Francken, 1994; Tayebali A.A., 1994), and

two-point bending tests (Bodin et al., 2010; Domec et al., 2005; Marsac, 2010; F. Moutier, 1991). The majority of studies found a nonlinear variation, in a parabolic shape with a minimum of approximately 5–10 °C, when the slope and/or intercept of the Wöhler's curve were plotted as a function of the temperature. In contrast, Tayebali et al. (Tayebali A.A., 1994) reported a linear trend in both the slope and the intercept values as a function of temperature. Despite some discrepancies, all studies seem to indicate that the slope and/or intercept of the Wöhler's curve for certain asphalt mixes may be temperature-dependent.

8.4.4 Fatigue-life criteria used in French and M-E PDG pavement design methods

Although Wöhler's law coefficients theoretically depend on the temperature, in practice, the fatigue law parameters are determined in fixed temperature (θ_t) and frequency (f_t) conditions. Pavement-design tools often use simplifications in response to different loading conditions (Hornych et al., 2013). For instance, in the FPD method, two main hypotheses are used: 1) frequency adjustment between 10 Hz and 25 Hz on the value of ε_6 can be ignored for average temperatures, and 2) the value of the ε_6 coefficient varies with temperature according to a power law of exponent "m" of the ratio of the dynamic modulus at the reference testing temperature ($|E^*(\theta_t, 10 \text{ Hz})|$) to that at the design temperature ($|E^*(\theta, 10 \text{ Hz})|$), as expressed in Equation (8.4) (Hornych et al., 2013; SETRA-LCPC, 1997).

$$\varepsilon_6(\theta) = \varepsilon_6(\theta_t) \cdot \left[\frac{|E^*(\theta_t, 10 \text{ Hz})|}{|E^*(\theta, 10 \text{ Hz})|} \right]^m \quad (8.4)$$

Considering that the variation in frequency (f) remains small (approximately 10 Hz) and that the temperature variation (θ) largely dictates the pavement design, the classical Wöhler fatigue-life criterion according to the FPD method is expressed in Equation (8.5):

$$N_f(\varepsilon_0, \theta) = 10^6 \cdot \left[\frac{|E^*(\theta, 10 \text{ Hz})|}{|E^*(\theta_t, 10 \text{ Hz})|} \right]^{-m \cdot a_2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_6(\theta_t)} \right)^{-a_2} \quad (8.5)$$

A similar simplification is used in the M-E PDG by assuming that the intercept ($N_{f1}(\theta)$) and dynamic modulus ($|E^*(\theta)|$), expressed on a log-log scale, vary linearly with a constant slope

(a_3^1). The classical Wöhler fatigue-life criterion according to M-E PDG software for pavement design is expressed in Equation (8.6).

$$N_f(\varepsilon_0, \theta) = C \cdot C_H \cdot k_{f1} \cdot \beta_{f1} \cdot \varepsilon_0^{-a_2 \cdot \beta_{f2}} \cdot [E^*(\theta)]^{-a_3 \cdot \beta_{f3}} \quad (8.6)$$

In this study, the focus was primarily the fatigue-life established in the laboratory ($\beta_{f1} = \beta_{f2} = \beta_{f3} = C_H = 1$). Perraton et al. (Perraton et al., 2019b) established a correspondence between the parameters $C \cdot k_{f1}$ and N_{f1} , as presented in Equation (8.7).

$$C \cdot k_{f1}(\theta_t) = N_{f1}(\theta_t) \cdot [E^*(\theta_t)]^{a_3} \quad (8.7)$$

Thus, Equation (8.6) can be rewritten as Equation (8.8).

$$N_f(\varepsilon_0, \theta) = N_{f1}(\theta_t) \cdot \left[\frac{|E^*(\theta, 10\text{Hz})|}{|E^*(\theta_t, 10\text{Hz})|} \right]^{-a_3} \cdot \varepsilon_0^{-a_2} \quad (8.8)$$

8.4.5 Remarks

Although Wöhler's fatigue-life criterion is straightforward to construct and analyze, it also has some limitations. For example, Wöhler's fatigue-life criterion is established under continuous laboratory loading and thus cannot be directly implemented in software to predict the fatigue cracking process in actual conditions without integrating calibration parameters from field observations (Lundstrom, Ekblad, Isacson, & Karlsson, 2007). Although assumption of a temperature-independent slope of the Wöhler's curve has proven to be accurate in describing the fatigue strength of many conventional asphalt mixes, its validity has not yet been established for new high-performance materials such as HMA.

¹ In the Pavement Mechanical-Empirical software (Pv-ME), $a_3 = k_B$. In the US national calibration perspective, $k_B = 1.281$.

8.5 Materials and Experimental Procedure

8.5.1 Asphalt Mix Design

The samples tested in this study were made of an HMAC mix, typically used as a base layer in pavement structures. HMAC was developed in France in the 1990s and is often fabricated with hard bitumen, resulting in brittleness issues in cold regions such as Canada, where the temperature can drop below $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$. To address this issue, polymer-modified bitumen with a performance grade of PG 88-28 was used. The bitumen properties are presented in Tableau 8.1.

Tableau 8.1 Bitumen properties (PG 88-28)

Test	Value	Standard or Test method
Specific gravity at $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ (---)	1.016	AASHTO T228
Penetration at $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ (10^{-1} mm)	40	ASTM D5
Viscosity at $135\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)	4.465	AASHTO T316
Viscosity at $165\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)	0.813	AASHTO T316
Ring and ball temperature ($^{\circ}\text{C}$)	98.0	LC 25-003
Elastic recovery at $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ (%)	65	LC 25-005

The granular skeleton designed for the HMAC was a limestone-based aggregate with a dense gradation curve. The nominal maximum aggregate size (NMAS) was 14 mm, and the bitumen content was 4.4% (by weight of mix). The properties of the mix are summarized in Tableau 8.2.

Tableau 8.2 HMAC mix properties

Granular mix	Grading	Sieve (mm)	Passing (%)
		20	100
		14	98
		10	82
		5	53
		2.5	46
		1.25	35
		0.630	27
		0.315	21
		0.160	17
		0.080	13.5
Asphalt mix	Nominal max. aggregate size (mm)		14
	Bulk specific gravity, G_{mb} (---)		2.682
	Binder content (% weight of mix)		4.4
	Maximum specific gravity, G_{mm} (---)		2.568
	SGC ⁽¹⁾	10 gyrations	$V_a^{(2)}$: 12.5%
		100 gyrations	V_a : 4.5%
		200 gyrations	V_a : 3.8%
⁽¹⁾ Superpave gyratory compactors. ⁽²⁾ Air-void content.			

8.5.2 Slabs and Sample Preparation

To manufacture homogeneous HMAC samples, the bitumen and aggregates were heated to 185 °C in an oven for 3 h prior to mixing in a thermoregulated mechanical mixer. The resulting mixture was allowed to rest for 1 h at a temperature of 175 °C before compaction to a target void content of 5% (for each slab) using a French wheel compactor in accordance with EN 12697-33 standard. Eight slabs (of the 30 slabs produced for the entire study) measuring 125×400×600 mm³ were manufactured. Each slab was sawed into three parts (A–C); four samples were cored from each part (or section) at the mid-height of the slab in the compaction direction. The resulting samples had a cylindrical geometry with a diameter of 75±0.25 mm and a height of 150±2 mm. The air-void content of all samples was determined through hydrostatic weighing according to LC 26-320 test method, with a value of approximately 2.5%. The samples were identified using a nomenclature that included the slab number (SL##), sawn section letter (A, B, or C), cored position number (1–4), and strain amplitude ϵ_0 (Figure 8.4).

For example, a sample from Slab 23, sawn section A, cored position 3, and a strain amplitude of $87 \mu\text{m/m}$ was named SL23A3 87.

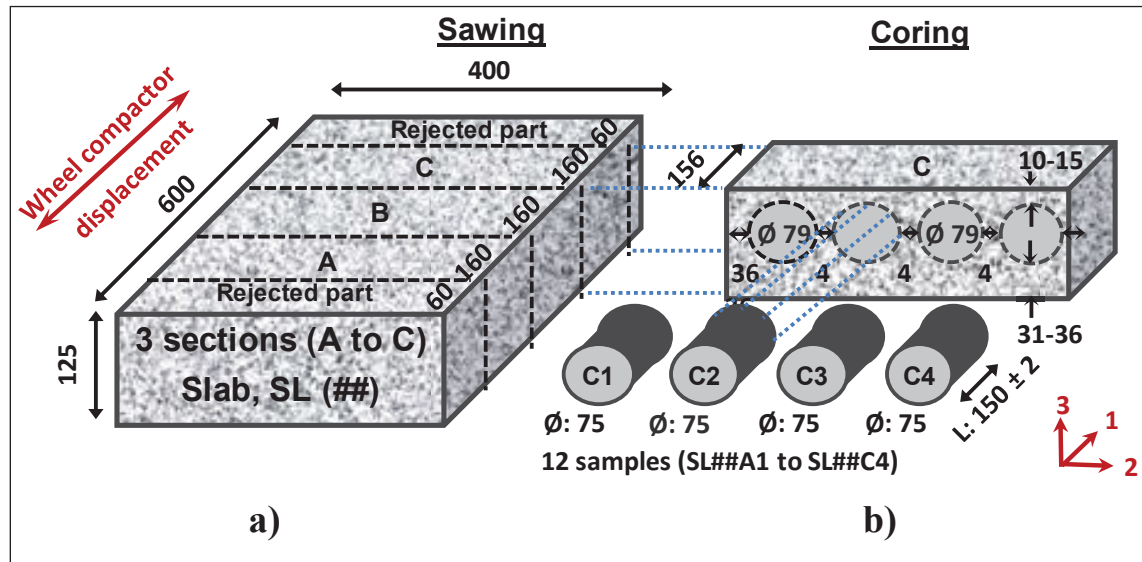


Figure 8.4 a)Sawing pattern of compacted slabs; b) Coring to obtain cylindrical samples for TC testing (test method LC 26-690) (all dimensions in millimeters)

8.5.3 TC Experimental Setup

The samples were tested for fatigue by applying sinusoidal TC loading in the strain-control mode at a controlled temperature (θ_t) and frequency of 10 Hz (f_t). Mechanical testing involved applying sinusoidal loading to the samples along the axial direction (direction 1) using an MTS hydraulic press with a capacity of 100 kN. During the test, a load cell and three extensometers allowed continuous force and displacement to follow the evolution of stress and strain.

The cylindrical geometry of the samples ensured that the strain and stress distributions in the middle part of the sample, away from the caps, were homogeneous (H. Di Benedetto et al., 2004; Herve Di Benedetto et al., 2001). This allowed us to determine the material law of behavior directly without further assumptions. An overview of the instrumentation used for the TC test samples is presented in Figure 8.5.

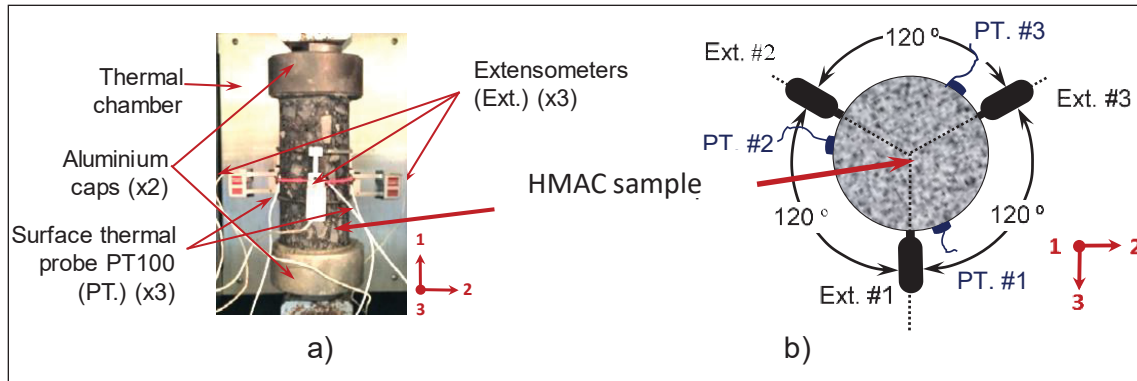


Figure 8.5 Instrumentation for TC test samples: a) Photo of instrumented sample; b) Schematic upper view of sample with measurement devices

As shown in Figure 8.5 (b), the axial strain was measured using three extensometers placed at 120° around the sample. The initial length of the extensometers was chosen as 50 mm to avoid end effects that could occur at the contact surface between the sample and cap (Lundstrom et al., 2004a). The average value of the strain measurements from the three extensometers was used as the input for complex modulus calculations.

The axial stress $\sigma(t)$ and axial strain $\varepsilon(t)$ values were obtained using Equations (8.9) and (8.10), respectively. The complex modulus E^* was calculated using Equation (8.11). The dynamic modulus $|E^*|$ represents the ratio of the stress amplitude σ_0 to the strain amplitude ε_0 . The phase angle ϕ_E was obtained by multiplying the angular frequency (ω) by 360° and the time delay (Δt) between the peaks of the stress and strain sinusoidal signals.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t) \quad (8.9)$$

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t + \phi_E) \quad (8.10)$$

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\phi_E} = |E^*| e^{i\phi_E} \quad (8.11)$$

For thermomechanical testing, a temperature-controlled chamber was used to monitor the temperature of the sample, covering a temperature range from -60°C to 80°C . The surface temperature of the sample was measured using three temperature sensors (PT 100) located at 120° around the sample (Figure 8.5 (b)).

8.6 Experimental Program

To investigate the effect of temperature on the fatigue behavior of HMAC, cylindrical samples were subjected to tensile–compression (TC) tests in strain-controlled mode. The tests were conducted in isochronous conditions ($f = 10$ Hz) at four temperatures (-8.3 °C, 1.4 °C, 11.3 °C, and 21.0 °C: temperature inside and on the surface of the samples). Notably, the target air temperatures within the thermal chamber were set at -10 , 0 , 10 , and 20 °C. These temperatures were chosen to align with those specified in fatigue-testing 10 °C as per standard EN12697-24 and 20 °C as recommended by AASHTO T 321-17 (air temperature in the thermal chamber). Additionally, we wanted to investigate the performance at lower temperatures (0 and -10 °C), especially since HMAC was developed for cold regions like Canada. The use of these low temperatures is relevant because they help reduce the biasing effects frequently observed at the standardized temperatures for asphalt mixes formulated with modified bitumen.

Tableau 8.3 summarizes the fatigue test program conducted to evaluate the impact of temperature on the fatigue performance of HMAC. Fatigue tests (FT) were performed after a rest time of 4 h to ensure temperature stabilization within the sample. The strain amplitude ϵ_0 ranged from 90 – 310 $\mu\text{m/m}$ for all tested samples.

Tableau 8.3 Experimental fatigue testing (FT)

Test	$\theta_t^{(1)}$ (°C)	Number of tested samples	ϵ_0 ($\mu\text{m/m}$)	f_t (Hz)	Number of cycles
Fatigue (FT)	-8.3	6	100 to 150	10	Up to failure
	1.4	8	90 to 150		
	11.3	11	100 to 200		
	21.0	7	180 to 310		

⁽¹⁾ At the beginning of the test, the temperature inside and on surface of sample rises due to the energy dissipated by the stresses and the viscous behavior of the material (more details in § 6.3). After 40,000-60,000 cycles, the temperature within the sample stabilizes. The stabilized temperature is indicated because the material is at this temperature and not at air temperature. This gives a better representation of the material's behavior as a function of temperature.

Prior to the FT, the stiffness variability of the samples was assessed through a partial complex modulus test (PCMT) performed at 10 °C for six frequencies (0.03 , 0.1 , 0.3 , 1 , 3 , and 10 Hz).

The strain amplitude was fixed at 50 $\mu\text{m/m}$ (ϵ_0) during the PCMT tests. The results of the PCMT tests showed that the variability in the dynamic modulus for the tests at -8.3, 1.4, and 11.3 °C was 2%, 3%, and 4%, respectively. For the tests at 21.0 °C, the variability was higher, approximately 7%.

8.7 Results and discussion

8.7.1 Evolution of normalized dynamic modulus of samples tested at different temperatures

The initial analysis of the FT results involved observation and comparison of the evolution of the dynamic modulus as a function of the number of cycles. However, the variability in the initial dynamic modulus $|E_0^*|$ in the tested samples can complicate analysis of the fatigue curves. A more effective way of comparing the fatigue curves is to use the normalized dynamic modulus, as presented in Figure 8.6(a)–(d). The curves are plotted in a semi-log domain to better visualize phases I and II. In this study, $|E_0^*|$ was determined using a linear regression to $N=0$ of $|E^*(N)|$ data between cycles 480 and 600, ensuring that the applied strain was reached at all testing temperatures.

Figure 8.6(a) and (b) show that the decrease in $|E^*(N)|$ is dependent on the strain value ϵ_0 and the testing temperature. The rate of decrease $|E^*(N)|$ increased with an increase in strain amplitude. In other words, the higher the strain amplitude, the lower the value of $\frac{|E^*(\epsilon_0, N)|}{|E_0^*|}$ was at the same value of N . This result was expected, and served as validation of the fatigue results. Figure 8.6 shows that the decrease in $\frac{|E^*(\epsilon_0, N)|}{|E_0^*|}$ is more significant at higher testing temperatures. For instance, $\frac{|E^*(\epsilon_0, N)|}{|E_0^*|}$ reached 0.35 prior to failure for tests conducted at 21.0 °C; for tests at -8.3 °C, it approached 0.80. Many factors can explain why the rigidity loss was reduced at low temperatures; this is discussed in the following section.

The fatigue results were validated for all samples tested in this study. These results were used to determine the fatigue-life N_f to construct the Wöhler's curves, as presented in Sections 6.3 and 6.4.

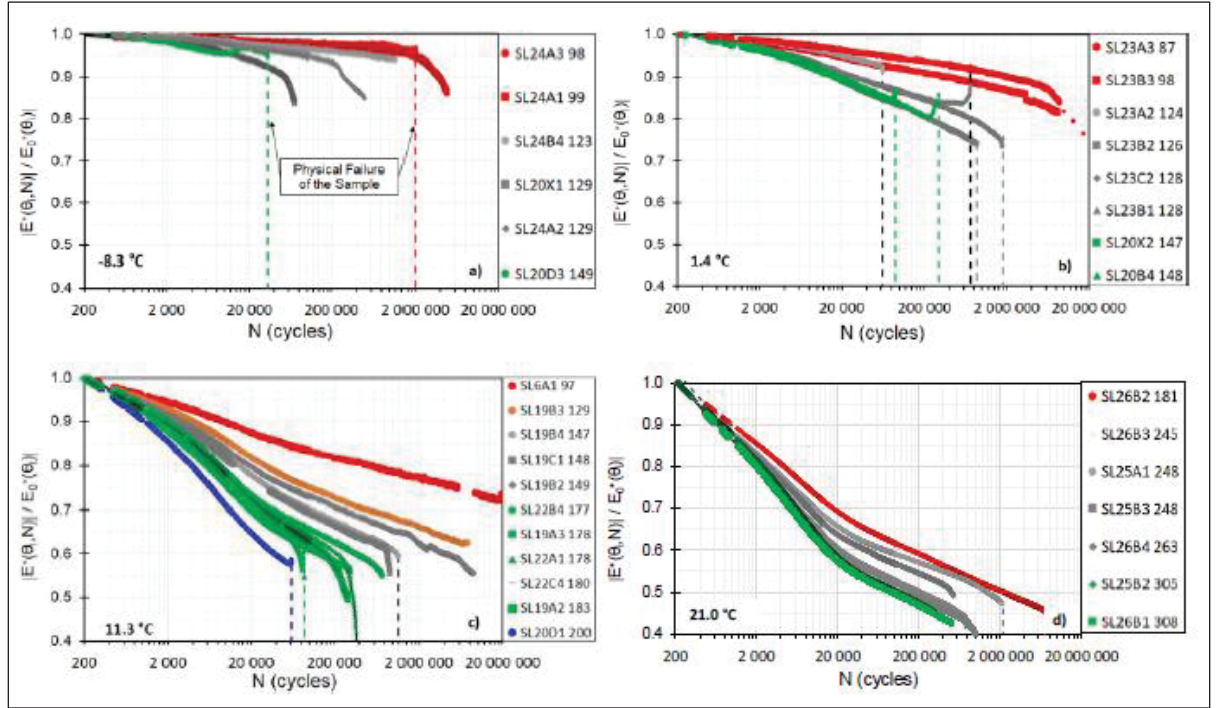


Figure 8.6 Normalized modulus evolution as a function of number of cycles for all tested temperatures: a) -8.3 °C; b) 1.4 °C; c) 11.3 °C; d) 21.0 °C. The curves are plotted in a semi-logarithmic domain for the x-axis (N data); each curve is identified in the legend by the name of the sample and the corresponding strain

8.7.2 Evolution of the global damage D_g

Bodin (Bodin, 2002a) proposed an analytical expression for global damage (D_g) as a function of the number of cycles (N) and the strain amplitude (ϵ_0) at different strain amplitudes, as given in Equation (8.7). The validity of this phenomenological expression, which is not a fatigue law, was assessed and validated using experimental data presented in this section.

$$D_g(\epsilon_0, N) = A \cdot (\epsilon_0)^\alpha \cdot N^\gamma = A \cdot \left(\frac{\alpha}{\epsilon_0^\gamma N} \right)^\gamma = A \cdot (\epsilon_0^\beta N)^\gamma \quad (8.12)$$

where A , α , and γ are constants, and $\beta = \alpha/\gamma$. Equation (8.12) is written at a fixed temperature and frequency; the relationship between the two types of tests is established.

Figure 8.7(a) describes the evolution of global damage $D_g(\epsilon_0; N)$ (until phase III) as a function of $N \cdot \epsilon_0^\beta$ for all tested temperatures. Figure 8.7(b)–(e) show the evolution of Bodin's equation parameters with temperature.

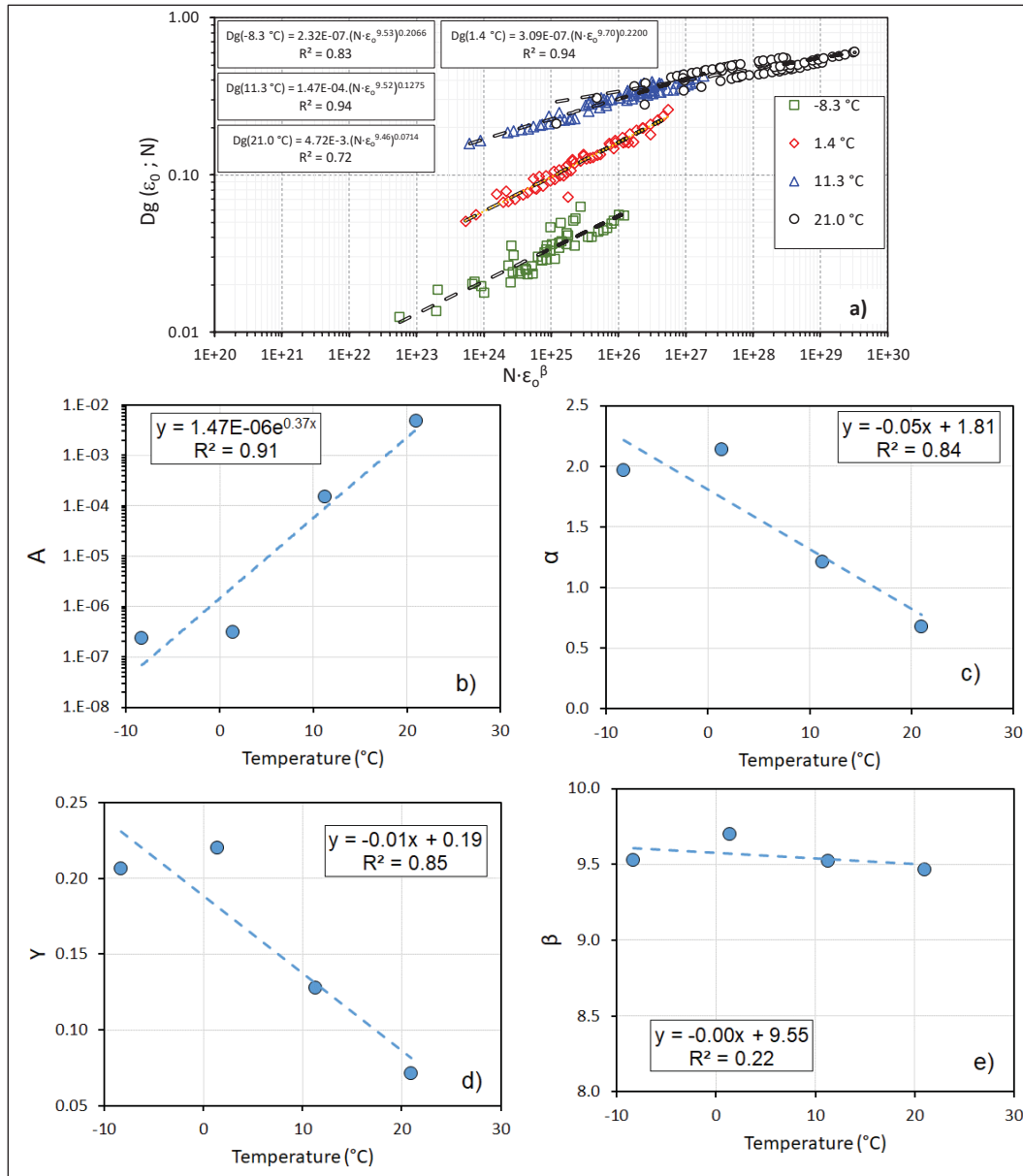


Figure 8.7 Damage evolution $D_g(\epsilon_0; N)$ (according to Bodin model) measured during TC fatigue tests with different imposed strain amplitudes (ϵ_0) plotted as a function of the variable as a function of $N \cdot \epsilon_0^\beta$

The results show that the evolution of $D_g(\epsilon_0; N)$ as a function of $N \cdot \epsilon_0^\beta$ depends on the testing temperature. At 11.3 and 21.0 °C, $D_g(\epsilon_0; N)$ data formed a continuous curve; at 1.4 and -8.3 °C, the curves were distinct, as in Figure 8.7(a). All parameters in the Bodin equation varied with temperature (Figure 8.7(b)-(d)), except for β (Figure 8.7(e)), which seemed to be independent of the testing temperature. Thus, β was attributed an average value of 9.48.

8.7.3 Self-heating at beginning of test

Figure 8.8(a) illustrates the evolution of the normalized dynamic modulus $\frac{|E^*(\theta_i, N)|}{|E_0^*|}$ of the HMAC samples, subjected to the same strain amplitude ($\epsilon_0 = 130 \mu\text{m/m}$) and three different temperatures (-9.0, 1.9, and 11.4 °C). Owing to the viscoelastic nature of asphalt, the sample heats progressively during loading until the temperature stabilizes, as shown in Figure 8.8(b). The end of phase I corresponds to the moment when the temperature and deformation amplitude are stabilized. Figure 8.8(b) shows that the temperature became constant at approximately 60,000 cycles for the three tested samples; only 300 cycles were required to stabilize the strain amplitude. Phases I and II are illustrated in Figure 8.8(a).

In the interval $N \in [200; 300]$, where the target strain amplitude is usually attained ($\epsilon_0 \sim 130 \mu\text{m/m}$), we observed a quasi-linear drop of $\frac{|E^*(\theta_i, N)|}{|E_0^*|}$ that became more pronounced at higher temperatures. Although the dynamic modulus of bituminous materials is generally assumed to be linear for strain amplitudes below $100 \mu\text{m/m}$, its evolution was nonlinear (Q. T. Nguyen, Di Benedetto, & Sauzéat, 2014). Thus, $|E^*(N)|$ reduction was solely attributed to the nonlinearity in this interval (H. Di Benedetto et al., 2004; Hervé Di Benedetto et al., 2011b; Q. T. Nguyen et al., 2014; Perraton, Baaj, et al., 2011; Cong Viet Phan, Herve Di Benedetto, Cédric Sauzéat, Josselin Dayde, & Simon Pouget, 2017a). Moreover, the slope of the dynamic modulus evolution increased with the testing temperature, indicating that higher temperatures increased the nonlinearity. This result was also reported by Di Benedetto et al. (Hervé Di Benedetto et al., 2011b) and Nguyen et al. (Q. T. Nguyen et al., 2014).

After strain stabilization ($N \geq 300$), the main causes of $|E^*(N)|$ decrease were heating and thixotropy (cyclic effects) (H. Di Benedetto et al., 2004; Hervé Di Benedetto et al., 2011b; Q. T. Nguyen et al., 2014; Perraton, Baaj, et al., 2011; Phan et al., 2017a). Subsequently, the normalized dynamic modulus values continued decreasing and reached global damage values of 0.05, 0.15, and 0.25 for -9.0°C , 1.9°C , and 11.4°C , respectively, at the transition point between phases I and II ($N=60,000$).

Analysis of the results indicated that $|E^*(N)|$ reduction originating from bias effects (nonlinearity, heating, and thixotropy) is significant and increases with temperature; thus, it cannot be ignored when interpreting the fatigue tests, particularly with the fatigue criterion $N_{f50\%}$. This conclusion is consistent with previous studies (Mohamed Mounir Boussabnia et al., 2022; Lundstrom et al., 2004a; Mai Lan Nguyen et al., 2013).

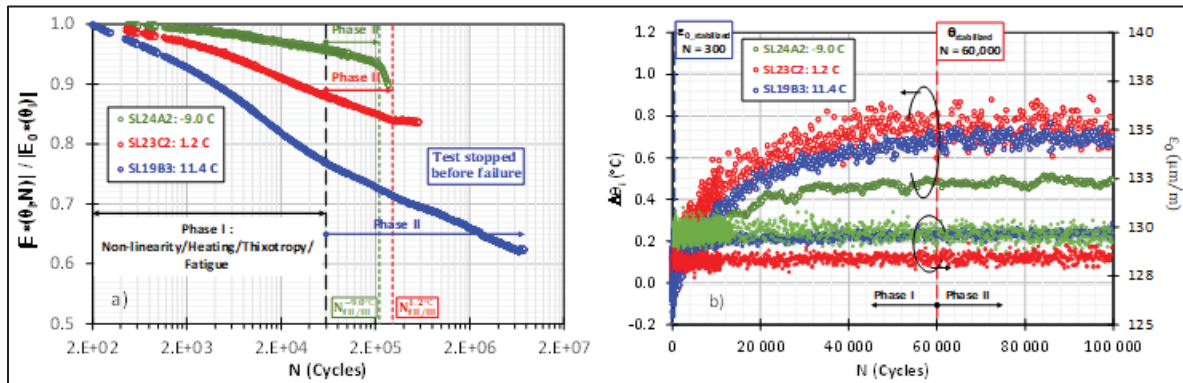


Figure 8.8 Influence of test temperature on self-heating: a) Normalized dynamic modulus evolution as a function of number of cycles (N) for three tested samples at $\epsilon_0 = 130 \mu\text{m/m}$, and three different temperatures (-9.0 , 1.2 , and 11.4°C);
b) Evolution of temperature increase and strain amplitude in first 100,000 cycles

8.7.4 Fatigue-life

The fatigue-life of all samples, measured at four testing temperatures, is presented in Tableau 8.4. At low temperatures, failure of the samples occurred before reaching 50% reduction in $|E^*(N)|$. At -8.3 and 1.4°C , the average global damage values at failure $D_{g,N_{fII/III}}$ were 0.07 and 0.19, respectively, significantly lower than the reduction corresponding to $N_{f50\%}$ (damage

= 0.50). In contrast, at 21.0 °C, $D_{g,N_{fII/III}}$ reached an average of 0.56, with a maximum value of 0.66 for sample SL26B1 308. For some samples (SL26B1 308, SL25B2 305, SL25B3 248, and SL26B3 246), $D_{g,N_{fII/III}}$ was approximately 0.5 at the end of phase I ($N \sim 60,000$ cycles). In this case, the fatigue-life based on $N_{f50\%}$, cannot be attributed solely to proper fatigue. Researchers (H. Di Benedetto et al., 2004) have argued that proper fatigue begins after at least 40,000 cycles.

At a low level of strain ($\epsilon_0 \sim 130 \mu\text{m/m}$), there was significant scatter in the values of $N_{fII/III}$ in FT at 1.4 and 11.3 °C. However, the scatter tended to decrease with increasing strain amplitude. The ratio of the highest and the lowest values of $N_{fII/III}$, designated as $R_{N_{fII/III}}$, at $\sim 130 \mu\text{m/m}$ was 26.8 for FT at 1.4 °C. However, at higher levels of strain, the scatter in the values of $N_{fII/III}$ was significantly reduced, with $R_{N_{fII/III}}$ remaining below 7.0 at all temperatures. According to Di Benedetto et al. (H. Di Benedetto et al., 2004), a ratio of 10 or more for polymer-modified bitumen (up to 30) was observed for samples in FT at the same level of strain. Thus, we consider the repeatability of our results to be acceptable.

8.7.5 Wöhler's curves

8.7.5.1 Bias effect on Wöhler's curve obtained from $N_{f50\%}$ at 11.3 and 21.0 °C

Bias effects can have different impacts on dynamic modulus reduction depending on the testing temperature (θ_t). In section 6.3, the modulus reduction rate increased with the testing temperature. Consequently, if the cycle interval used to determine $|E_0^*|$ is shifted, the resulting values exhibit a greater decrease at high temperatures. We determined $|E_0^*|$ using two intervals of N , Int1 [100; 300] and Int2 [480; 600], for FT performed at 11.3 and 21.0 °C. We used these $|E_0^*|$ values to determine the Wöhler's curves based on the $N_{f50\%}$ criterion, as shown in Figure 8.9.

Tableau 8.4 Summary of FT results performed at 10 Hz and four testing temperatures (θ_t)

θ_t (°C)	Sample ⁽¹⁾ (#)	V_a (%)	θ ⁽²⁾ (°C)	$ E_0^* $ ⁽³⁾ (MPa)	$D_{g,N_{fII/III}}$ ⁽⁴⁾ at failure	$N_{f50\%}$ (cycles)	$N_{fII/III}$ (cycles)	Note
-8.3	SL20D3 149	2.6	-7.4	24,329	0.05	34,302	32,873	PFS ⁽⁷⁾
	SL24A2 130	1.9	-9.0	27,390	0.07	LNR ⁽⁵⁾	219,470	---
	SL20X1 130	2.5	-7.1	24,443	0.09	LNR	48,000	---
	SL24B4 124	2.2	-8.6	28,988	0.06	LNR	1,581,90	---
	SL24A1 99	2.2	-9.0	27,686	0.11	LNR	4,200,00	---
	SL24A3 99	2.7	-8.7	28,408	0.03	2,002,5	2,002,50	PFS
[Avg / STDEV]		[2.4 / 0.30]	[-8.3 / 0.82]	[26,874 / 2,007]	[0.07 / 0.02]	[---]	[---]	[---]
1.4	SL23B4 149	2.8	1.8	20,459	0.19	295,753	231,594	PFS
	SL20X2 148	2.5	1.0	19,515	0.16	87,901	85,313	PFS
	SL23B1 128	2.5	1.9	21,990	0.25	1,693,2	1,666,25	PFS
	SL23C2 128	2.9	1.7	20,726	0.16	305,783	305,783	PFS
	SL23B2 126	1.8	1.9	22,538	0.26	869,009	869,009	PFS
	SL23A2 125	2.3	0.8	20,042	0.07	62,164	62,164	PFS
	SL23B3 98	2.2	1.4	21,980	> 0.20	LNR	12,896,3	---
	SL23A3 87	2.1	1.1	21,885	> 0.21	LNR	16,812,9	---
[Avg / STDEV]		[2.4 / 0.36]	[1.4 / 0.36]	[21,019 / 1,246]	[0.19 / 0.04]	[---]	[---]	[---]
11.3	SL20D1 201	2.4	11.3	11,702	0.42	62,149	62,149	PFS
	SL19A2 183	2.5	10.8	12,540	0.43	248,396	208,323	---
	SL22C4 181	2.7	10.7	13,438	0.41	303,821	244,581	---
	SL22A1 179	2.5	11.9	14,167	0.41	81,195	78,710	PFS
	SL19A3 178	1.9	12.1	12,877	0.44	311,672	311,672	PFS
	SL22B4 178	2.4	10.8	13,296	0.45	745,661	745,659	---
	SL19B2 149	2.1	11.1	12,832	> 0.44	LNR	8,935,63	---
	SL19C1 148	2.7	11.4	12,903	0.38	980,342	742,497	---
	SL19B4 148	3.2	11.5	14,144	0.41	1,185,0	1,185,07	PFS
	SL19B3 129	2.3	11.4	13,541	> 0.38	LNR	7,639,49	---
	SL6A1 98	2.2	10.9	14,404	> 0.29	LNR	24,657,5	---
[Avg / STDEV]		[2.5 / 0.35]	[11.3 / 0.47]	[13,258 / 802]	[0.41 / 0.03]	[---]	[---]	[---]
21.0	SL26B1 308	2.1	21.2	6,591	0.66	87,608	986,595	---
	SL25B2 305	2.5	21.3	6,074	0.57	102,888	400,414	---
	SL26B4 263	2.8	21.1	6,141	0.48	498,600	414,000	---
	SL25B3 248	2.5	21.5	7,183	0.57	109,469	756,466	PFS
	SL25A1 248	2.6	21.1	3,412	0.53	1,340,7	2,161,53	PFS
	SL26B3 246	2.3	21.9	7,105	0.57	187,436	737,884	PFS
	SL26B2 182	2.3	20.6	8,493	0.55	2,092,8	7,081,17	PFS
[Avg / STDEV]		[2.4 / 0.23]	[21.0 / 0.40]	[6,429 / 1,561]	[0.56 / 0.04]	[---]	[---]	[---]
⁽¹⁾ Nomenclature as defined in § 3.2.					⁽⁴⁾ $D_{g,N_{fII/III}} = 1 - \left[\frac{ E_{N_{fII/III}} }{ E_0^* } \right]$.			
⁽²⁾ Test stabilized temperature ongoing trial.					⁽⁵⁾ Limit has not been reached.			
⁽³⁾ Dynamic modulus value at beginning of fatigue test determined by linear regression of complex modulus data for cycles 480-600 and extrapolated to cycle 0.					⁽⁶⁾ Test stopped before reaching end			
					⁽⁷⁾ Physical failure of sample.			

At 11.3 °C, we observed no difference between the fatigue curves obtained from the two intervals, as shown in Figure 8.9. At this temperature, although the $|E_0^*|$ reduction was approximately 6% when Int2 was used instead of Int1, it had little to no effect on the Wöhler's curve parameters established from the $N_{f50\%}$ criterion. In contrast, at 21.0 °C, the $|E_0^*|$ reduction was greater than 18% with shifting N intervals, resulting in a significant translation of the Wöhler's curve, with the ε_6 value increasing from 76 to 204 $\mu\text{m/m}$ (Figure 8.7). This finding highlights the precariousness of the $N_{f50\%}$ criterion in defining Wöhler's fatigue-life criterium at 21.0 °C, with bias effects that are important from the beginning of loading.

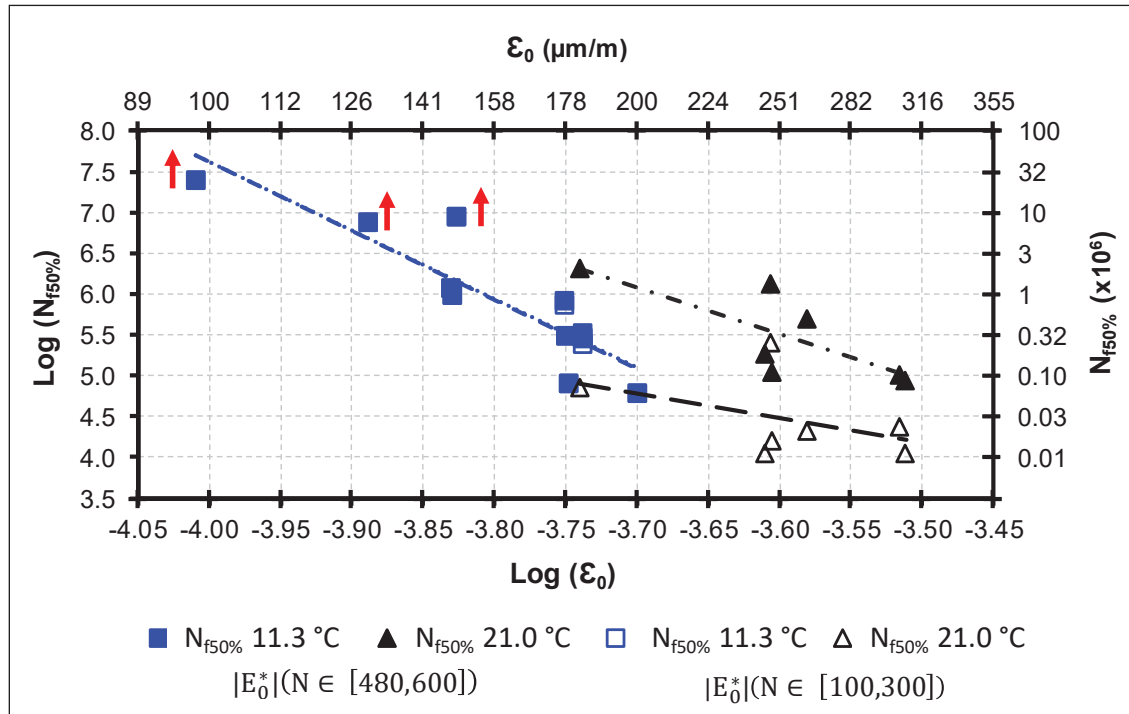


Figure 8.9 $N_{f50\%}$ Wöhler's curves at 11.3 and 21.0 °C, obtained using two intervals for $|E_0^*|$ determination: Int1 [100,300] and Int2 [480,600]. The red arrows indicate tests that were stopped before reaching the failure criterion (50% decrease of $|E_0^*|$)

8.7.5.2 Comparison of $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$

Based on the $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$ criteria established with interval Int2 [480–600], the Wöhler's curves for fatigue tests conducted at 11.3 and 21.0 °C are presented in Figure 8.10. The ε_0 and

N_f values were plotted on a logarithmic scale and fitted using Equations (8.5) and (8.8). The fatigue results at 11.3 °C showed consistency regardless of the considered criterion; an opposite trend was observed at 21.0 °C. In fact, the Wöhler's curves at 11.3 °C were very close to overlapping; the slope a_2 , intercept N_{fI} , and ϵ_6 values were not significantly affected. In contrast, the Wöhler's curve from $N_{f50\%}$ at 21.0 °C was below the curve from $N_{fII/III}$; ϵ_6 ($N_{f50\%}$) was 204 $\mu\text{m/m}$ and ϵ_6 ($N_{fII/III}$) was 257 $\mu\text{m/m}$. This is related to the modulus reduction during phase I caused by the bias effects. Some tests conducted at 21.0 °C attained a modulus reduction of 50%, corresponding to $N_{f50\%}$ at an early stage of the fatigue test (approximately 80,000 cycles). Thus, $N_{f50\%}$ values at 21.0 °C were lower than $N_{fII/III}$ values. This type of discarding underestimates the fatigue resistance of a material and overestimates the pavement structure. Thus, only fatigue criterion $N_{fII/III}$ was used in the remaining sections.

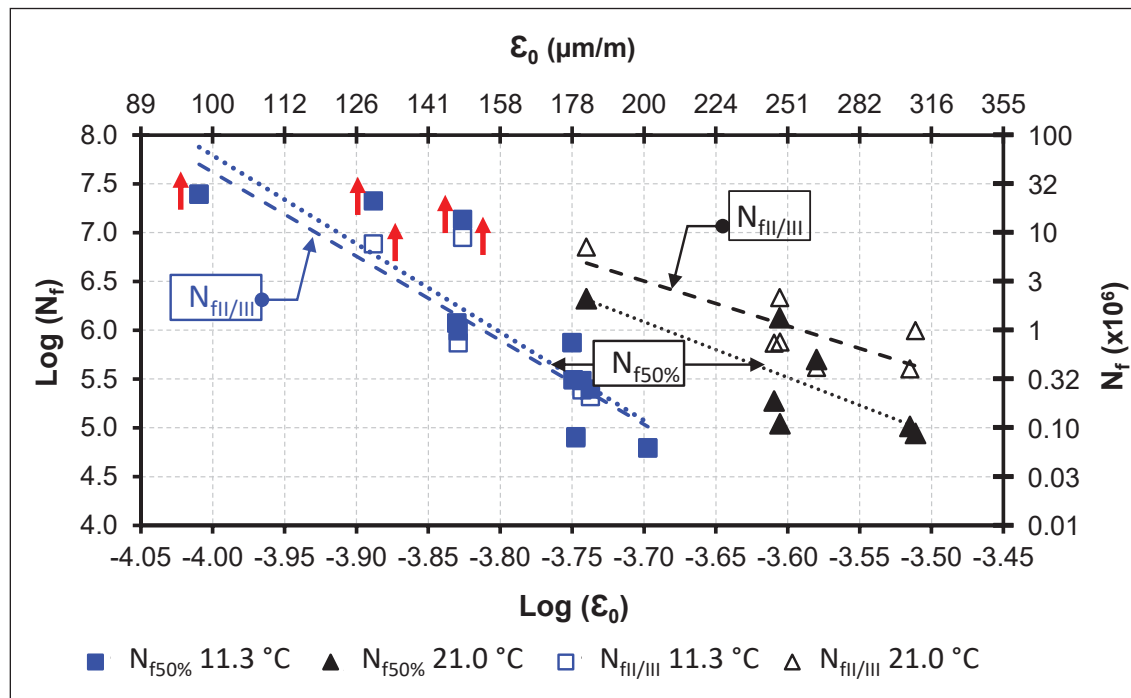


Figure 8.10 $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$ Wöhler's curves at 11.3 and 21.0 °C. The red arrows indicate tests that were stopped before reaching the failure criterion

8.7.5.3 Temperature effect on Wöhler's curve parameters ϵ_6 , N_{fI} , and a_2

The Wöhler's curves based on the $N_{fII/III}$ criterion for each of the four temperatures are

presented in Figure 8.11; the corresponding Wöhler's curve parameters are summarized in Tableau 8.5. As expected, the obtained Wöhler's curves were distinct from each other. The coefficient of determination (R^2) values exceeded 0.7 for all temperatures except 21.0 °C. However, the residual standard deviation of the decimal logarithms of the fatigue lives N_f (SN_f), which is related to the standard deviation of $\log(N_f)$ and is an indicator of the fatigue-life duration scatter (Bodin et al., 2010), was greater than 0.40 except at 21.0 °C (0.29). This implies that the scattering of the fatigue results was more pronounced at low temperatures than at high temperatures for the testing mix. This can be attributed to the expansion of bitumen at high temperatures, which means that fewer void cavities could initiate fatigue cracks leading to failure (Bodin et al., 2010).

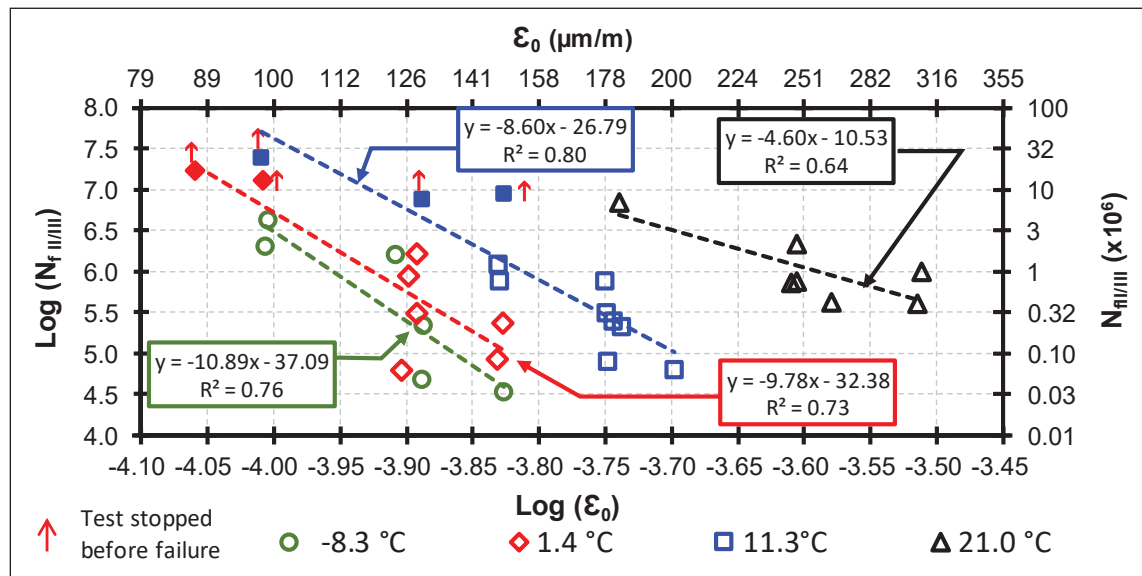


Figure 8.11 $N_{II/III}$ Wöhler's curves for all tested temperatures

The results in Tableau 8.5 indicate that the slope of the Wöhler's curve (a_2) seems to decrease a priori with an increase in temperature from 4 to 11. This is consistent with previous research conducted by De Mello et al. (de Mello et al., 2018) using asphalt rubber mixes. Furthermore, the HMAC samples showed less sensitivity to strain amplitude at 21.0 °C than at lower temperatures, with a_2 values of 4.60 and 10.90 at 21.0 °C and -8.3 °C, respectively. Additionally, the ϵ_6 values more than doubled from -8.3 °C (111 $\mu\text{m/m}$) to 21.0 °C (257 $\mu\text{m/m}$), indicating increased fatigue resistance of HMAC at high temperature.

The Wöhler's curve parameters were obtained through linear regression; accounting for the data dispersion was necessary to draw objective conclusions. Thus, analysis was conducted to determine the statistical significance of the effect of temperature on the Wöhler's curve parameters.

Tableau 8.5 Summary of Wöhler's curve parameters for all temperatures

		θ_t (°C)			
		-8.3	1.4	11.3	21.0
Number of tested samples (n)		6	8	11	7
$N_{f1}(\theta_t)^{(1)}$		8.02×10^{-38}	4.03×10^{-33}	1.60×10^{-27}	2.96×10^{-11}
$\log(N_{f1}(\theta_t, f_t))$		-37.09	-32.39	-26.79	-10.53
a_2	Average (\bar{x}_i)	10.90	9.78	8.60	4.60
	STDEV (s_i)	3.05	2.41	1.44	1.55
$\epsilon_6(\theta_t)$ ($\mu\text{m/m}$)	Average (\bar{x}_i)	111	119	154	257
$\epsilon_6(\theta_t)$ ($\mu\text{m/m}$) – min ⁽³⁾		93	103	140	213
$\epsilon_6(\theta_t)$ ($\mu\text{m/m}$) – max ⁽³⁾		132	136	169	310
R^2		0.76	0.73	0.80	0.64
$SN_f^{(2)}$		0.49	0.51	0.40	0.29
⁽¹⁾ $N_{f1}(\theta_t) = 10^6 \cdot \epsilon_6(\theta_t)^{a_2}$. ⁽²⁾ $SN_f = S_{\log(N_f)} \cdot \sqrt{[(1 - R^2) \cdot (n - 1)] / (n - 2)}$. ⁽³⁾ Confidence interval using Student's Law at 95% confidence level.					

One approach to observe the effect of temperature on the Wöhler's curve parameters a_{2i} , ϵ_{6i} , and N_{f1i} (index i represents testing temperature θ_i) was to calculate the confidence intervals of these parameters at 95% confidence level using Student's Law. The results are presented in Figure 8.12(a), (b), and (c). Figure 8.12 shows that the confidence intervals for a_{2i} and $\log(N_{f1i})$ are intercepted at all temperatures. Thus, we cannot conclude that temperature had a significant statistical effect on the slope a_{2i} or intercept N_{f1i} . Conversely, the confidence intervals for ϵ_{6i} did not intercept at any temperature. The hypothesis that temperature has a significant effect on ϵ_{6i} cannot be rejected.

The results indicate that the fatigue behavior of HMA is dependent on temperature only for ϵ_6 ; for N_{f1} and a_2 , temperature has no statistically significant effect. Thus, based on the Wöhler's curve defined by N_{f1} and a_2 , one would expect the fatigue behavior of the HMA to

be independent of the testing temperature. However, by characterizing the Wöhler's curve using ϵ_6 and a_2 , the temperature-dependent nature of the HMAC behavior becomes apparent, highlighting the importance of using appropriate parameters to define Wöhler's curve. Relying solely on N_{f1} to characterize the Wöhler's curve can lead to issues as it falls within a region of the curve where the confidence interval is much wider, resulting in less accurate estimation. In contrast, ϵ_6 typically falls close to or within the domain in which the data are obtained. The confidence interval is much narrower, and experimental determination is easier. Thus, constructing the Wöhler's curve using ϵ_6 appears to be a more accurate method for characterization at any temperature.

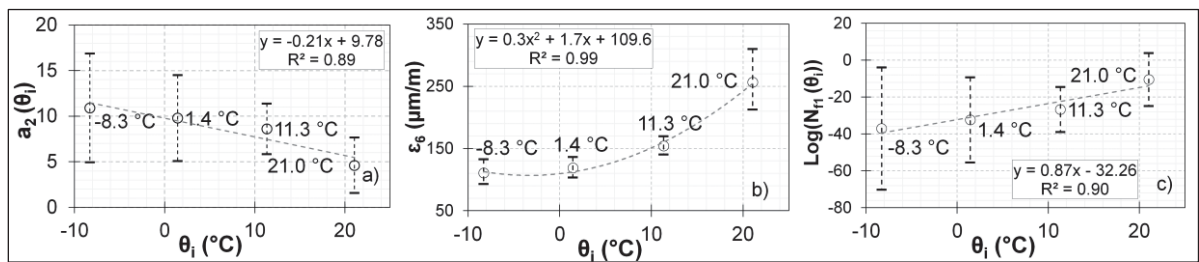


Figure 8.12 Relationship between Wöhler's curve parameters and FT temperature θ_i :
a) Evolution of slope a_2 ; b) Evolution of ϵ_6 ; c) Evolution of intercept N_{f1} in semi-log scale.
Confidence intervals were calculated at 95% confidence level using Student's Law

8.7.6 Prediction of Wöhler's curve parameters at any temperature using classical approach used in M-E PD methods

8.7.6.1 Determination of coefficients a_3 and m for HMAC tested mix

Coefficients a_3 and m were determined by performing a linear regression of $\log(N_{f1})$ and $\log(\epsilon_6)$ as a function of $\log(|E_0^*(\theta_i)|)$, respectively (Figure 8.13). The obtained value of a_3 was 40.29, with a high value of $R^2=0.99$. However, considering the data dispersion of the N_{f1} results, the R^2 value dropped to 0.20, and the regression coefficient a_3 became statistically non-significant. This may partially explain why the value of a_3 was higher than that reported in the literature, typically ranging from 0.85, as used by the Asphalt Institute ((Highway & Officials, 2008; Y.H. Huang, 2004; J.F. Shook, 1982)), to 2.50, as reported by Perraton et al. (Perraton et al., 2019b) based on data proposed in the FPD method. The variability relative to parameter

N_{f1} reduces the accuracy of its estimation, rendering the value of a_3 uncertain. Perraton et al. (Perraton et al., 2019b) studied how parameter a_3 affected the design of pavement structures by analyzing data from Appendix 6 of the FPD (SETRA-LCPC, 1997). The study covered a range of a_3 from 0.64–2.50, and concluded that a decrease in a_3 values generated an increase in the thickness of the asphalt layer. Thus, coefficient a_3 must be set carefully.

In contrast, in Figure 8.13(b), the value of m obtained from our data is 0.58, close to the value recommended (0.50) by FPD methods if there are no available experimental data. Considering Equations (8.5) and (8.8), the value of coefficient a_3 can be expressed with reference to coefficient m according to Equation (8.13).

$$a_3 = m \cdot a_2 \quad (8.13)$$

Based on the obtained m value (0.58), the corresponding value of a_3 was between 2.7 and 6.3. This range of values is more consistent with those reported in the literature. Nevertheless, the a_3 value representative of the tested HMAC was different, indicating that this type of asphalt is more sensitive to temperature variations. Thus, it is necessary to consider the value of a_3 in the methodology inspired by the FPD.

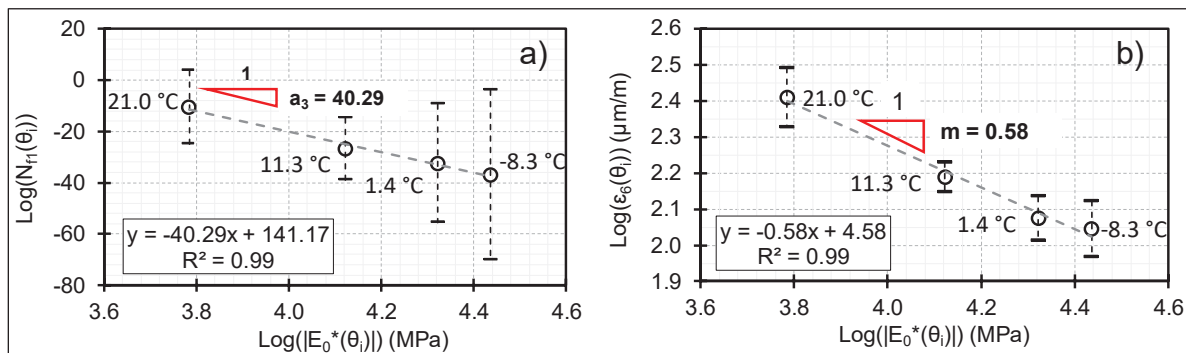


Figure 8.13 Determination of coefficient used in classical fatigue damage model to account for temperature effect on Wöhler's curve by plotting experimental data: a) parameter a_3 of $\log(N_{f1}(\theta_i))$ as a function of $\log(|E_0^*(\theta_i)|)$; b) $m \log(N_{f1}(\epsilon_6))$ as a function of $\log(|E_0^*(\theta_i)|)$

8.7.6.2 Prediction of coefficients of the Wöhler's curve (N_{f1} and ϵ_6) for any temperature (θ_i), considering a fixed value of the slope a_2

To predict the Wöhler's curve parameters for different temperatures (θ_i), Equations (8.5) and (8.8) are used, which assume that the fatigue slope remains constant at different temperatures.

The process starts by determining the coefficient N_{f1} for the M-E PDG or ε_6 for the FPD, and the slope a_2 at a reference temperature (θ_t). Next, using either the coefficient a_3 (M-E PDG) or m (FPD), the parameters N_{f1} and ε_6 are obtained for all temperatures, allowing the Wöhler's curve to be fully determined at any temperature. However, the accuracy of these methods can only be truly assessed if they are able to correctly predict both parameters N_{f1} and ε_6 .

The results obtained at 11.3 °C are considered here as a reference ($a_2 = 8.60$, $N_{f1}(\theta_t) = 1.60 \times 10^{-27}$, and $\varepsilon_6(\theta_t) = 154 \mu\text{m/m}$). Using the M-E PDG method, we predicted ε_6 values based on a_3 determined experimentally (Fig. 11(a)), and then based on a_3 calculated using Equation (8.13). Using the FPD method, we predicted N_{f1} values based on m , which was also experimentally determined (Fig. 11(b)), as prescribed by this method. Tableau 8.6 presents the predicted fatigue law parameters using both the FPD and M-E PDG methodologies for the tested temperatures, considering the Wöhler's fatigue-life coefficients established at 11.3 °C.

Tableau 8.6 Prediction of $N_{f1}(\theta_i, 10 \text{ Hz})$ and $\varepsilon_6(\theta_i, 10 \text{ Hz})$ values at temperatures used in this test program by considering Wöhler's fatigue-life criterion established at 11.3 °C ($\varepsilon_6 = 154 \mu\text{m/m}$, $a_2 = 8.60$, $m=0.58$)

Experimental data				Predicted $\text{Log}N_{f1}(\theta_i)$ and $\varepsilon_6(\theta_i)$ considering Wöhler's fatigue-life criterion established at 11.3 °C											
				M-E PDG								FPD			
				$N_{f1}(\theta_i)$								$\varepsilon_6(\theta_i)$			
				$N_{f1}(11.3^\circ\text{C}) \cdot \left[\frac{ E^*(\theta_i) }{ E^*(11.3^\circ\text{C}) } \right]^{-a_3}$								$\varepsilon_6(11.3^\circ\text{C}) \cdot \left[\frac{ E(11.3^\circ\text{C}) }{ E(\theta_i) } \right]^m$			
				$a_3 = 40.29$ (Fig. 11(a))								$m = 0.58$ (Fig. 11(b))			
θ_i	$ E^* $	ε_6	$\text{Log} N_{f1}$	$\text{Log} N_{f1}$	$\varepsilon_6^{(1)}$	%Relative error ⁽²⁾		$\text{Log} N_{f1}$	$\varepsilon_6^{(1)}$	%Relative error ⁽²⁾		$\text{Log} N_{f1}^{(1)}$	ε_6	%Relative error ⁽²⁾	
(°C)	(MPa)	($\mu\text{m/m}$)	(---)	(---)	($\mu\text{m/m}$)	$\text{Log} N_{f1}$	ε_6	(---)	($\mu\text{m/m}$)	$\text{Log} N_{f1}$	ε_6	(---)	($\mu\text{m/m}$)	$\text{Log} N_{f1}$	ε_6
-8.3	27,316	111	-37.09	-39.44	5	6	95	-28.36	101	24	8	-28.36	101	24	9
1.4	21,019	119	-32.39	-34.85	18	8	85	-27.79	118	14	1	-27.79	118	14	1
11.3	13,258	154	-26.79												
21.0	6,094	257	-10.53	-13.19	5874	25	2189	-25.11	242	139	6	-25.11	242	138	6

(1) $\varepsilon_6(\theta_i) = 10^6 \cdot \left[\frac{N_{f1}(\theta_i, 10\text{Hz})}{10^6} \right]^{\frac{1}{a_2}}$, where $a_2 = 8.60$ is the slope of the Wöhler's curve at 11.3 °C.

(2) $100 \times (|\text{Predic. data} - \text{Exp. data}| / \text{Exp. Data})$.

The relative error was calculated by considering the experimental values of ε_6 or $\text{Log}N_{f1}$ as references. The results indicate that the M-E PDG method failed to accurately predict the values of $\varepsilon_6(\theta_i)$ when the experimental value of a_3 determined by the M-E PDG method was used; the relative error values exceeded 85% for all temperatures. However, when $\varepsilon_6(\theta_i)$ was determined using the M-E PDG method based on a_3 determined by the FPD method ($a_3 = m \cdot$

a_2), the relative error values decreased to below 8% for all temperatures, representing a significant improvement. Moreover, if we retained the value of m as suggested by the FPD method in the absence of fatigue results at different temperatures ($m = 0.5$ and $a_3 = 4.30$ for $a_2 = 8.60$), the relative error in the prediction of $\varepsilon_6(\theta_i)$ from $N_{fl}(\theta_i)$ remained less than 12%. However, at 21.0 °C, the FPD prediction of N_{fl} produced a relative error close to 140%. Nevertheless, this value of N_{fl} was within the limit of the confidence interval obtained from the tests.

The low amplitudes of strain imposed in the tension–compression tests in this study may partly explain the high level of uncertainty in the N_{fl} values obtained experimentally. Thus, in the context of these tests, it is more appropriate to refer to ε_6 and a_2 to describe the Wöhler's curve. The value of N_{fl} can then be deduced by considering the value of a_3 in Equation (8.13). Thus, prediction of N_{fl} values using the FPD method (Tableau 8.6) is acceptable, with relatively low uncertainty (less than 25% for temperatures below 11.4 °C and approximately 140% for 21.0 °C).

8.8 Conclusions

The effect of the temperature on fatigue tests was determined for an HMAC. HMAC samples were tested in strain-controlled mode at 10 Hz at four temperatures: -8.3, 1.4, 11.3, and 21.0 °C using a tension–compression (TC) experimental device. The following conclusions were drawn.

1. The scattering of fatigue results was more pronounced at low temperatures than at high temperatures (Tableau 8.4 Figure 8.4. and Figure 8.11).
2. The measured dynamic modulus reduction at the beginning of the test (in phase I) increased with the test temperature (Figure 8.6). Moreover, the fatigue life was observed to be shorter at lower temperatures, possibly due to the enhanced stiffness of the HMAC samples.

3. The analytical expression proposed by Bodin (Equation (8.12)) is consistent with the global experimental damage (D_g) evolution. The parameter β in this expression is independent of the test temperature (Figure 8.7).
4. The Wöhler's curve parameters a_2 , ϵ_6 , and N_{f1} indicate that the temperature has: i) a significant influence on ϵ_6 , ii) no statistical influence on a_2 , which can be considered constant, and iii) cannot be highlighted on N_{f1} owing to a large confidence interval (Figure 8.12(c)).
5. The determination of $|E_0^*|$ has a great influence on the determination of $N_{f50\%}$. Results of the tests at 21.0°C clearly show the great impact on $N_{f50\%}$ value when considering two different intervals (Int1 vs Int2) for determining $|E_0^*|$. This is attributed to the rapid decrease in the modulus at the beginning of the test at this temperature.
6. The obtained value of m ($m = 0.58$, Figure 8.13(b)) is close to the value proposed in the FPD method ($m = 0.5$). This value of 0.5 can reasonably be considered if no experimental data are available.
7. The large confidence interval for N_{f1} does not allow accurate evaluation of a_3 (Figure 8.13(a)). The range of strain amplitudes imposed in TC tests, limited by the physical limits of the material (around 10^{-4} m/m), is very “far” from the unit strain (1 m/m) giving the life value N_{f1} . The scattering inherent of fatigue result tests also explains why extrapolated N_{f1} value have such a large confidence interval. As a result, it is not possible to obtain a statistically acceptable value for the a_3 coefficient.
8. In the absence of fatigue results at different temperatures, the value of a_3 can be deduced from the FPD method (Equation (8.13)) by considering $m = 0.5$, which means $a_3 = \frac{a_2}{2}$.

This study examines the fatigue behavior of HMACs adapted for cold regions. The findings probably apply to other mix types but this point need to be checked.

CHAPITRE 9

VALIDATION OF TIME TEMPERATURE SUPERPOSITION PRINCIPLE FOR HIGH MODULUS ASPHALT CONCRETE IN THE LINEAR VISCOELASTIC AND FATIGUE DOMAINS

Mohamed Mounir Boussabnia^a, Daniel Perraton^b, Hervé Di Benedetto^c, Sébastien Lamothe^d,
Marc Proteau^e

^{a, b, d} Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

^c LTDS Laboratory (UMR CNRS 5513), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)
University of Lyon, Lyon, France

^e Centre technique des Amériques (CTA), Brossard, Canada, J4Y 0E4

Article publié dans « Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures »,
September 2022

9.1 Abstract

Validation of time-temperature superposition principle (TTSP) in the fatigue domain for a high modulus asphalt concrete (HMAC) is presented in this paper. All tests were performed in tension-compression under strain control mode. First, TTSP was validated in the linear viscoelastic domain. Then, fatigue tests were performed under three loading conditions, 9.2 °C and 5 Hz, 11.0 °C and 10 Hz and 12.9 °C and 20 Hz, which are equivalent regarding TTSP. Two fatigue protocols were adopted: continuous fatigue test (FT) and fatigue test with rest period (FTRP). For FT, three samples were tested at 180 $\mu\text{m/m}$ for each loading condition whereas for FTRP, one sample was tested at 100 $\mu\text{m/m}$. The data were analysed by comparing the dynamic modulus evolution as a function of time or the fatigue life duration. The results showed that HMAC with fatigue damage remains thermorheologically simple (i.e. respects the TTSP) in the studied temperatures range.

Keywords

fatigue; time-temperature superposition principle; tension-compression test; polymer modified asphalt; fatigue test with rest periods.

Nomenclature

a_T : shift factor; WLF: Williams-Landel-Ferry law; C_1 and C_2 : WLF law constants; CMT: complex modulus test; PCMT: partial complex modulus test; FT: continuous fatigue test; FTRP: fatigue test with rest period; E^* : complex modulus; $|E^*|$: norm of complex modulus (also called dynamic modulus); f_r : frequency of loading; HMAC: high modulus asphalt concrete; LVE: linear viscoelastic; N : number of cycles; N_f : number of cycles to failure; $N_{F50\%}$: fatigue failure criteria (classical criterion based on 50 % dynamic modulus loss); $N_{II/III}$: fatigue failure criteria (fatigue life duration defined as the transition point between phases II and III); P : dissipated power; t : time; t_{eq} : equivalent time; 2S2P1D: two (2) springs, two (2) parabolic elements and one (1) dashpot; E_{00} , E_0 , k , h , δ , β and τ_{0E} : 2S2P1D parameters; τ_E : characteristic of time depending only on the temperature; TTSP: time temperature superposition principle; W_i : dissipated energy in cycle i ; W_{max} : maximum dissipated energy; $\Delta\theta_i$: temperature increase at the surface of the sample during fatigue tests; $\varepsilon_1(t)$: axial strain (in dir. #1) as a function of time; ε_{10} : amplitude of axial strain (in dir. #1); ω : angular frequency ($2\pi f_r$); ϕ_E : phase angle between the axial stress and the axial strain of complex modulus; $\sigma_1(t)$: axial stress (in dir. #1) as a function of time; σ_{10} : amplitude of axial stress (in dir. #1); θ_i : temperature; θ_0 : reference temperature.

9.2 Introduction

Fatigue characterization of bituminous materials is a difficult, time-consuming and highly costly process. The characterization is generally done at a given temperature (θ_i) and frequency (f_{ri}). Since the behaviour of bituminous materials is contingent on both the temperature and the loading frequency (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004), characterizing the behaviour of such materials is complicated. In some cases, for a certain frequency window, it has been shown that frequency has no effect on fatigue behavior (Mohamed Mounir Boussabnia et al., 2022).

A better and valuable information would be to extend the knowledge of these materials fatigue behaviour for different temperatures and frequencies conditions. An interesting property allowing considering different couple of equivalent temperature-frequency couples is the time-temperature superposition principle (TTSP). Many studies have established that bituminous mixtures respect the TTSP in the linear viscoelastic (LVE) domain (Airey & Rahimzadeh, 2004; Benedetto, Delaporte, & Sauzéat, 2007; Y Richard Kim, 1995; H. M. Nguyen et al., 2009; Perraton et al., 2016), which mean they are thermorheologically simple.

A series of studies have suggested that TTSP remains valid in the bituminous material damage process (Chehab, Kim, Schapery, Witczak, & Bonaquist, 2002; Hervé Di Benedetto et al., 2007; Hervé Di Benedetto et al., 2008; Mai Lan Nguyen et al., 2013; Q. T. Nguyen, Di Benedetto, & Sauzéat, 2015; Schwartz, Gibson, & Schapery, 2002; Zhao & Richard Kim, 2003). For instance, TTSP has been applied and verified in the nonlinear range. In fact, QT Nguyen et al. (Q. T. Nguyen, Di Benedetto, & Sauzéat, 2015) constructed master curves of nonlinearity parameters by plotting the axial strain amplitude (ϵ_{10}), which causes a 5 % decrease in the dynamic modulus value ($|E^*|$), as a function of time-shifted frequency. The time-shifted curves gathered in a single and continuous curve, confirming that TTSP remains valid in the nonlinear domain. An interesting finding of this study was that the shift factor function obtained in the LVE domain remains valid in the nonlinear domain. Consequently, the same Williams-Landel-Ferry (WLF) law were used to model the LVE and the nonlinear behaviours.

TTSP has also been investigated in terms of crack propagation. ML Nguyen et al. (Mai Lan Nguyen et al., 2013) used a 4-point bending (4PB) to test rectangular beams under a static load until failure at different temperatures and strain rates. The temperature-strain rate couples were selected such that the loading history followed the same curve when plotted as a function of equivalent time, t_{eq} . The results showed the same mechanical responses from all the temperature-strain rate couples, and thus verified TTSP for crack propagation.

Finally, with regard to the fatigue domain, few studies have tried to verify TTSP with proper fatigue testing procedures. Among these, Phan et al. (Phan et al., 2017b) attempted to check if TTSP still holds in the fatigue domain. The authors used tension-compression (TC) fatigue

tests performed at two (2) different but equivalent loading conditions, 10 °C and 10 Hz versus 6.7 °C and 3 Hz, set based on a shift factor function determined in the LVE domain. They found similar curves of the dynamic modulus $|E^*|$ as a function of the number of cycles (N) and suggested that TTSP might apply in the fatigue domain. The study was conducted only on two samples and therefore did not account for the dispersion of the fatigue results and the heterogeneity of the samples.

The study presented in this paper is a subtask of an ongoing cooperative research project aiming to adapt and introduce the high modulus asphalt concrete (HMAC) to Canadian cold regions roads. The experimental campaign was performed to check whether TTSP remains valid in the fatigue domain for HMAC materials. A TC experimental device was used to test cylindrical samples. First, LVE properties were determined from two (2) complex modulus tests (CMT) carried out in strain control mode (strain amplitude ϵ_{i0} : 50 μ m/m) at different temperatures (θ_i) and frequencies (f_{ri}). CMT data served to calculate the shift factor a_T which was used to determine the equivalent loading conditions to be applied during fatigue tests. Then, two (2) fatigue protocols were considered: i) continuous fatigue test (FT) and, ii) fatigue test with rest period (FTRP). The FT were performed with three different equivalent loading conditions determined with respect to TTSP: i) 11.0 °C and 10 Hz, ii) 12.9 °C and 20 Hz, iii) 9.2 °C and 5 Hz. For each loading condition, three samples were tested. For FTRP test, the same loading conditions were successively applied (up to 100,000 cycles) on a unique sample.

9.3 Materials and experimental procedures

9.3.1 Asphalt mix design

All tests were performed on HMAC. This asphalt mix usually serves as a base or a surface course in a pavement structure. In Europe, HMAC is generally manufactured using hard bitumen. However, because of brittleness issues at low temperatures, a hard bitumen is not suitable for cold regions like Canada. Therefore, the hard bitumen was substituted with a polymer-modified bitumen PG 88-28. The bitumen properties are presented in Tableau 9.1.

Tableau 9.1 Bitumen properties

Test	Unit	Standard or test method	Value
Specific gravity at 25 °C	---	AASHTO T228	1.016
Penetration at 25 °C	10 ⁻¹ mm	ASTM D5	40
Viscosity at 135 °C	Pa·s	AASHTO T316	4.465
Viscosity at 165 °C	Pa·s	AASHTO T316	0.813
Ring & ball temperature	°C	LC 25-003 ⁽¹⁾	98.0
Elastic recovery at 10 °C	%	LC 25-005 ⁽¹⁾	65
Performance grade, PG (H-L)	°C	ASTM D7643-16	88-28
⁽¹⁾ Québec test method.			

Tableau 9.2 summarises the HMAC mix properties. Limestone-based aggregates, with a dense gradation curve, were selected to manufacture this mix. The nominal maximum aggregate size (NMAS) was 14 mm and the binder content was 4.4% (% by weight).

Tableau 9.2 HMAC mix properties

Bitumen	Performance grade, PG (H-L)		88-28
Granular mix	Grading	Sieve (mm)	Passing (%)
		20	100
		14	98
		10	82
		5	53
		2.5	46
		1.25	35
		0.630	27
		0.315	21
		0.160	17
		0.080	13.5
	Nominal max. aggregate size (mm)		14
	Bulk specific gravity (---)		2.682
Asphalt mix	Binder content (% mass of mix)		4.4
	Maximum specific gravity, G_{mm} (---)		2.568
	Workability from Superpave gyratory compactor (SGC)	Gyrations (number)	Voids (%)
		10	12.5
		100	4.5
		200	3.8

9.3.2 Slabs and sample preparation

The binder and the aggregates were heated to 185 °C, and then were mixed in a thermoregulated mechanical mixer until the mixture became homogeneous. After that, the mix was conditioned in the oven for one (1) hour at compaction temperature (175 °C), and then placed in the compactor mould. Compaction was performed at the facilities of the Centre technique des Amériques (CTA) using a French wheel compactor (MLPC) in accordance of European standard EN 12697-33. Four (4) slabs (#19, 22, 23 and 24) of a series of 30 slabs made for the whole research program were used.

For each slab (125×400×600 mm³), three (3) sawn sections (A to C) were cored in the direction of the compaction to obtain 12 cylindrical samples per slab with a 75 ± 0.25 mm diameter and a 150 ± 2 mm height. Next, the air void (V_a) content of each sample was measured using hydrostatic weighing (test method LC 26-320). The V_a content values were between 2 % and 3 %. Finally, the samples were identified by slab (SL) number (#), sawn section (#A to #C) and cored position in each section (from #1 to #4). For example, for slab #24, sawn section #B and cored position #1, sample number was SL24B1.

9.3.3 TC experimental setup

During CMT, FT and FTRP, a sinusoidal TC loading was applied to the samples in strain control mode, at different θ^0 and f_r . The samples were cylinders, with a diameter of 75 mm and a height of 150 mm. This geometry creates a homogenous strain and stress distributions in the central part of the sample (far from the caps), which allows direct access to the material behaviour (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004; H Di Benedetto et al., 2001).

An overview of the instrumentation of the samples tested in TC is shown in Figure 9.1. The setup applied sinusoidal loading to the samples (along the axial direction: dir. #1) by an MTS hydraulic press, with a 100 kN maximum capacity. In addition, three extensometers, having an initial length of 50 mm, were used to measure the axial strain in the middle part of the sample (Figure 9.1(a)). The extensometers were located at 120 ° around the sample, as schematised in Figure 9.1(b). Moreover, a temperature-controlled chamber, covering a range of temperatures

from 60 °C to 80 °C, monitored the temperature conditioning of the sample. Finally, three temperature sensors (type PT100), placed at 120 ° around the sample, measured the surface temperature of the sample (Figure 9.1(b)).

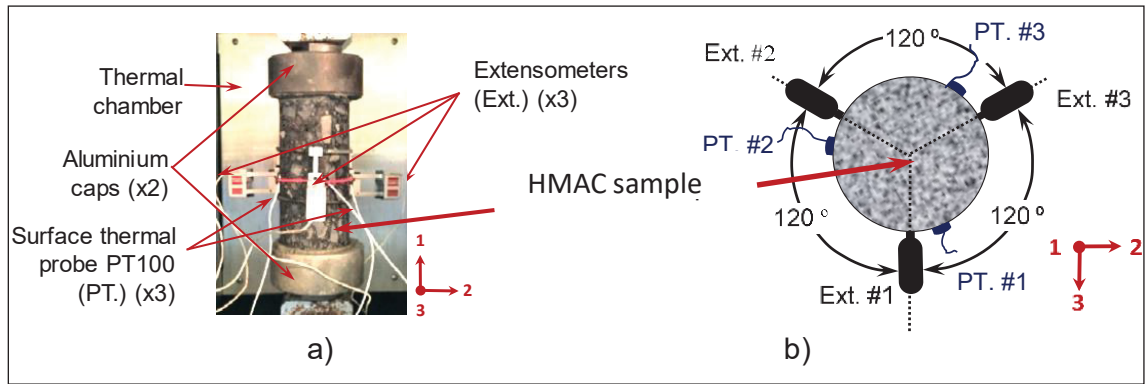


Figure 9.1 Instrumentation of the tested samples in TC: a) Positioning of the extensometers on the sample and, b) Schematic upper view of the sample with measurement devices

For thermomechanical testing on bituminous materials, a certain time delay was needed for temperature stabilization within the sample before any loading could be imposed. For all the tests we carried out, the stabilization time imposed for each temperature level studied was four (4) hours.

The sinusoidal axial stress $\sigma_1(t)$ and the axial strain $\varepsilon_1(t)$ values are given in Eqs. (9.1) and (9.2). The complex modulus E^* was calculated by Eq. (9.3), where i is the complex number defined as $i^2 = -1$. The dynamic modulus $|E^*|$ represents the ratio of the axial stress amplitude σ_{10} to the axial strain amplitude ε_{10} . The phase angle ϕ_E is obtained by multiplying the angular frequency (ω) by the time lag between the peaks of the stress and the strain sinusoidal signals.

$$\varepsilon_1(t) = \varepsilon_{10} \sin(\omega t) \quad (9.1)$$

$$\sigma_1(t) = \sigma_{10} \sin(\omega t + \phi_E) \quad (9.2)$$

$$E^* = \frac{\sigma_{10}}{\varepsilon_{10}} e^{i\phi_E} = |E^*| e^{i\phi_E} \quad (9.3)$$

E^* data from CMT were modeled using the 2S2P1D (2 springs, 2 parabolic elements and 1 dashpot) analogical rheological model¹⁹. The LVE properties were characterised by seven (7) constants: E_{00} , E_0 , k , h , δ , β and τ_{0E} . The 2S2P1D analytical expression of E^* is presented in Eq. (9.4):

$$E_{2S2P1D}^*(\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau_E)^{-k} + (i\omega\tau_E)^{-h} + (i\omega\beta\tau_E)^{-1}} \quad (9.4)$$

where: ω is the angular frequency defined by $\omega = 2\pi f_r$ and f_r is the frequency; k and h are constants verifying $0 < k < h < 1$; δ is a constant; β is a constant related to the dashpot's viscosity as $\eta = (E_0 - E_{00})\beta$; E_0 is the glassy modulus when $\omega \rightarrow \infty$; E_{00} is the static modulus when $\omega \rightarrow 0$; and τ_E is a characteristic of time depending only on the temperature (Eq. (9.5)).

$$\tau_E = a_T(\theta) \cdot \tau_{0E} \quad (9.5)$$

$a_T(\theta)$ in Eq. (9.5) is a shift factor applied when TTSP is verified, where $a_T(\theta) = 1$ at a reference temperature, θ_0 . The evolution of τ_E is determined by the WLF law as presented in Eq. (9.6), where C_1 and C_2 are calculated at θ_0 . The WLF law was fitted into shifted isothermal curves to construct the master curves.

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(\theta - \theta_0)}{(\theta - \theta_0) + C_2} \quad (9.6)$$

9.3.4 Experimental program

In order to validate TTSP for HMAC in the fatigue domain, it was necessary to first confirm its validity in the small deformation (or LVE) domain by analysing CMT data. Thus, pairs of equivalent loading conditions (θ_i and f_{ri}) could be defined in order to investigate the potential invariability of the fatigue response for the tested HMAC and to therefore validate the applicability of TTSP in the fatigue domain. Tableau 9.3 presents the tests carried out within the framework of this experimental program.

Tableau 9.3 Loading conditions of performed tests: CMT (complex modulus test), FT (fatigue test) and FTRP (fatigue test with rest period)

Test		Number of specimens tested	θ (°C)	f_r (Hz)	Cycles per load condition	ε_{10} (μm/m)
CMT	CMT ₁	1 (SL19A3)	-35 to +35 (10 ° step)	10, 3, 1, 0.3, 0.1, 0.03	< 200	50
	CMT ₂	1 (SL24B1)	2.7, 6.2, 9.1, 11.0, 13.8, 16.7			
FT ⁽¹⁾		3	12.9	20	Up to failure	180
		3	11.0	10		
		3	9.2	5		
FTRP ⁽²⁾		1 (SL26C2)	12.9	20	100,000	100
			11.0	10	100,000	
			9.2	5	100,000	

⁽¹⁾ Prior to each FT, a partial complex modulus test (PCMT) was performed at: $\theta_i = 10$ °C, for six (6) f_r (0.03, 0.1, 0.3, 1, 3 and 10 Hz) and, $\varepsilon_{10} = 50$ μm/m.

⁽²⁾ The detailed procedure is presented in Figure 9.2 and Figure 9.3.

9.3.4.1 Properties in the LVE domain

LVE properties of the HMAC were determined by complex modulus test called CMT₁ (Tableau 9.3), performed in strain control mode. CMT₁ was determined according to eight (8) temperatures ranging from -35 °C to +35 °C, with a 10 °C step. For each temperature (θ_i), a series of six frequencies (10, 3, 1, 0.3, 0.1 and 0.03 Hz) were applied. The strain was raised linearly from 0 μm/m to 50 μm/m during the first 100 cycles, and then maintained at 50 μm/m for the remaining 100 cycles. In fact, the number of cycles applied at each frequency was limited to less than 200 cycles to ensure that bias effects (heating and thixotropy) would be negligible (H Di Benedetto et al., 2001). CMT₁ data were used to draw the HMAC master curves of $|E^*|$ and ϕ_E , in addition to the Cole-Cole plan and the Black space representations. Compliance with TTSP implies that data plotted in the Cole-Cole plan and in the Black space should form a unique continuous curve (Airey & Rahimzadeh, 2004; Benedetto et al., 2007; Mohamed Mounir Boussabnia et al., 2022; Chehab et al., 2002; H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Hervé Di Benedetto et al., 2011b; Y Richard Kim, 1995; H. M. Nguyen et al., 2009; Perraton et al., 2016; Zhao & Richard Kim, 2003).

CMT₂ served to determine the temperature shift factor function $a_T(\theta)$ for the undamaged state. In contrast with CMT₁, CMT₂ was held in a smaller temperature range (2.7 °C to 16.7 °C) that is generally found in fatigue tests. CMT₂ testing procedures are schematised in Figure 9.2a). The idea was to enhance the precision of the coefficients C_1 and C_2 of the WLF law. The shift factors were obtained by constructing master curves of $|E^*|$ and ϕ_E as a function of the reduced frequency. Afterwards, based on the WLF law presented in Eq. (9.6) for $\theta_0 = 11.0$ °C, C_1 and C_2 were used to calculate the equivalent loading conditions (couples of θ_i and f_{ri}) tested in fatigue to check if TTSP was still valid in the fatigue domain. Details of the calculus are reported in section 4.2.

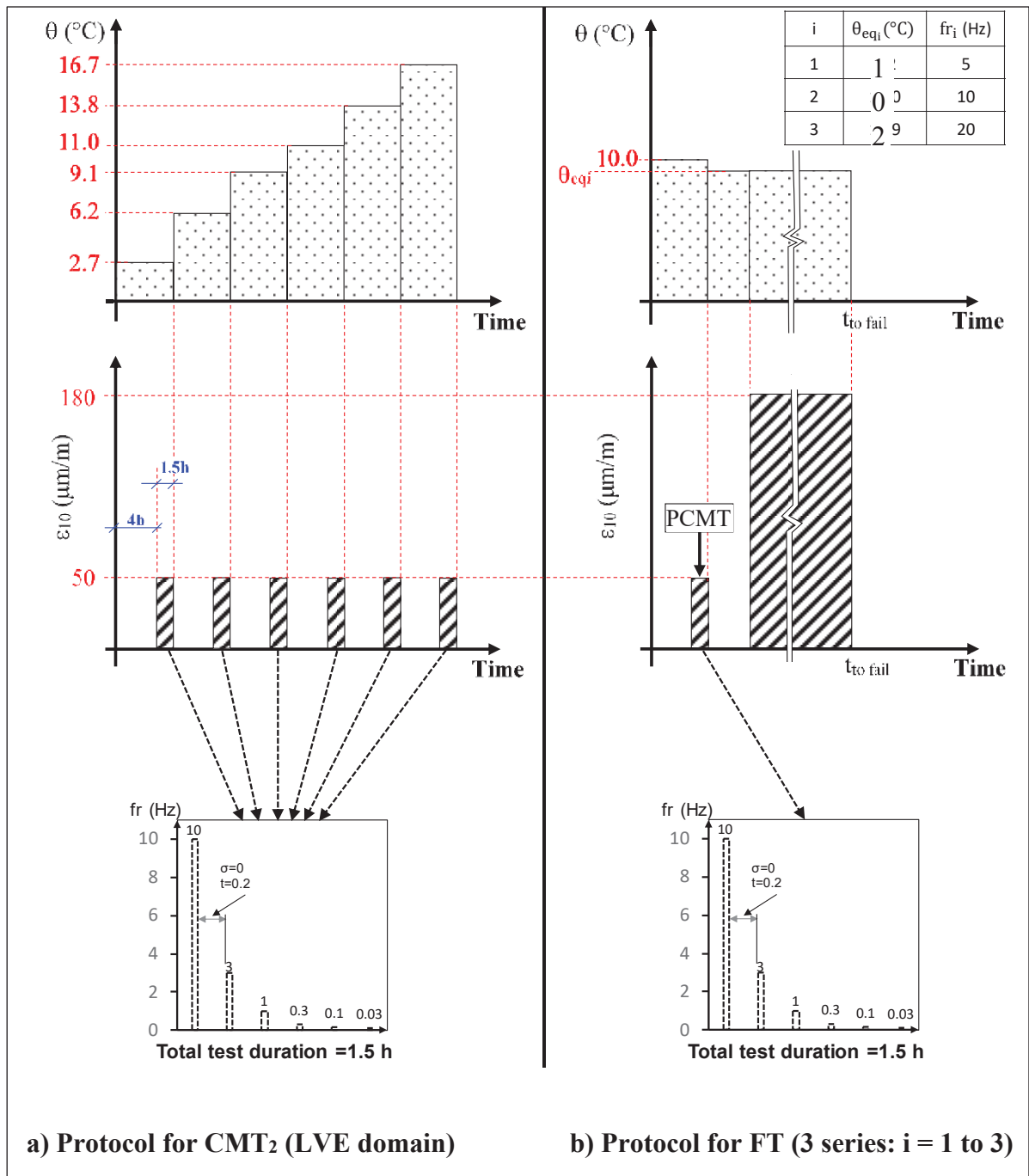


Figure 9.2 Schematic description of the experimental procedures for: a) CMT₂ complex modulus and, b) fatigue tests (FT) (note: CMT₁ follows the same protocol schematised in (a) with $\theta \in [-35^\circ\text{C}$ to $+35^\circ\text{C}$])

9.3.4.2 Fatigue domain

During a fatigue test (FT), the dynamic modulus evolution, $|E^*|$, as a function of the number of cycles shows three distinct phases (Perraton et al., 2003; Tapsoba et al., 2013a). In phase I, a rapid decrease of the dynamic modulus is observed due to bias effects (nonlinearity, heating and thixotropy), which should not be interpreted as fatigue¹⁸. Then, in phase II, the decrease of the dynamic modulus reaches a quasi-linear state. In fact, the fatigue phenomenon is the predominant cause of damage (irreversible modulus loss) during this phase. Finally, in phase III, a “macro-crack” appears and propagates within the sample, leading to its failure.

9.3.4.3 FT procedure

FT were performed using the same TC setup, likewise in complex modulus tests. The test conditions are reported in Tableau 9.3. The strain amplitude ϵ_{10} was increased linearly from 0 $\mu\text{m/m}$ to 180 $\mu\text{m/m}$, and then kept constant for all loading conditions (θ_{eqi} ; f_{ri}). The FT schematic procedure is shown in Figure 9.2(b). As underlined in Tableau 9.3, a PCMT was conducted before launching a fatigue test. The objective of PCMT was to assess any rigidity disparity between the samples. The FT results were then analysed to construct the $|E^*|$ and ϕ_E evolution curves as a function of the number of cycles (N) or as a function of time ($t = N/f_r$). The curves were used to determine the fatigue life duration defined as the transition point between Phase II and phase III ($N_{II/III}$). To that end, the failure criterion had to be properly set to match this transition point.

9.3.4.4 Fatigue criteria

There are many fatigue criteria available to determine the fatigue life duration. For instance, Tapsoba et al.²¹ classified fatigue criteria into four categories, namely: 1) classical criteria based on a level of dynamic modulus loss, 2) phase angle evolution or change criteria, 3) sample homogeneity criteria, and 4) dissipated energy criteria. In this paper, four (4) fatigue criteria were considered: classical criterion based on 50% dynamic modulus loss, $N_{f50\%}$;

criterion from the $|E^*|$ and ϕ_E relationship, i.e. in Black domain, $N_{fE^*-\phi_E}$; criterion from the ϕ_E and N relationship, $N_{f\phi_E-N}$; and criterion from the $|E^*|$ and N relationship, N_{fE-N} . The adopted fatigue criterion $N_{fII/III}$ in this paper was calculated as the average of $N_{fE-\phi_E}$, $N_{f\phi_E-N}$ and N_{fE-N} .

9.3.4.5 FTRP test procedure

FTRP were carried out at the same loading conditions as FT. For each loading condition, the sample was subjected to a fatigue lag of 100,000 cycles at 100 $\mu\text{m/m}$. After each fatigue lag, the sample observed a 28-hour rest period, composed of a 24-hour rest time at the same loading condition as the prior fatigue lag, in addition to a 4-hour thermal conditioning at the following loading condition (axial stress equal to 0 MPa). Figure 9.3 shows schematically the procedure adopted for the FTRP procedure. During each rest period, 16 dynamic modulus measurements were carried out at 100 $\mu\text{m/m}$. The measurements were sequenced at 15, 30, 45, 60 minutes and 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 and 24 hours. Since only 20 s of loading was applied to the sample at each dynamic modulus measurement, the duration of all of these measurements was considered insignificant with respect to the total rest period duration.

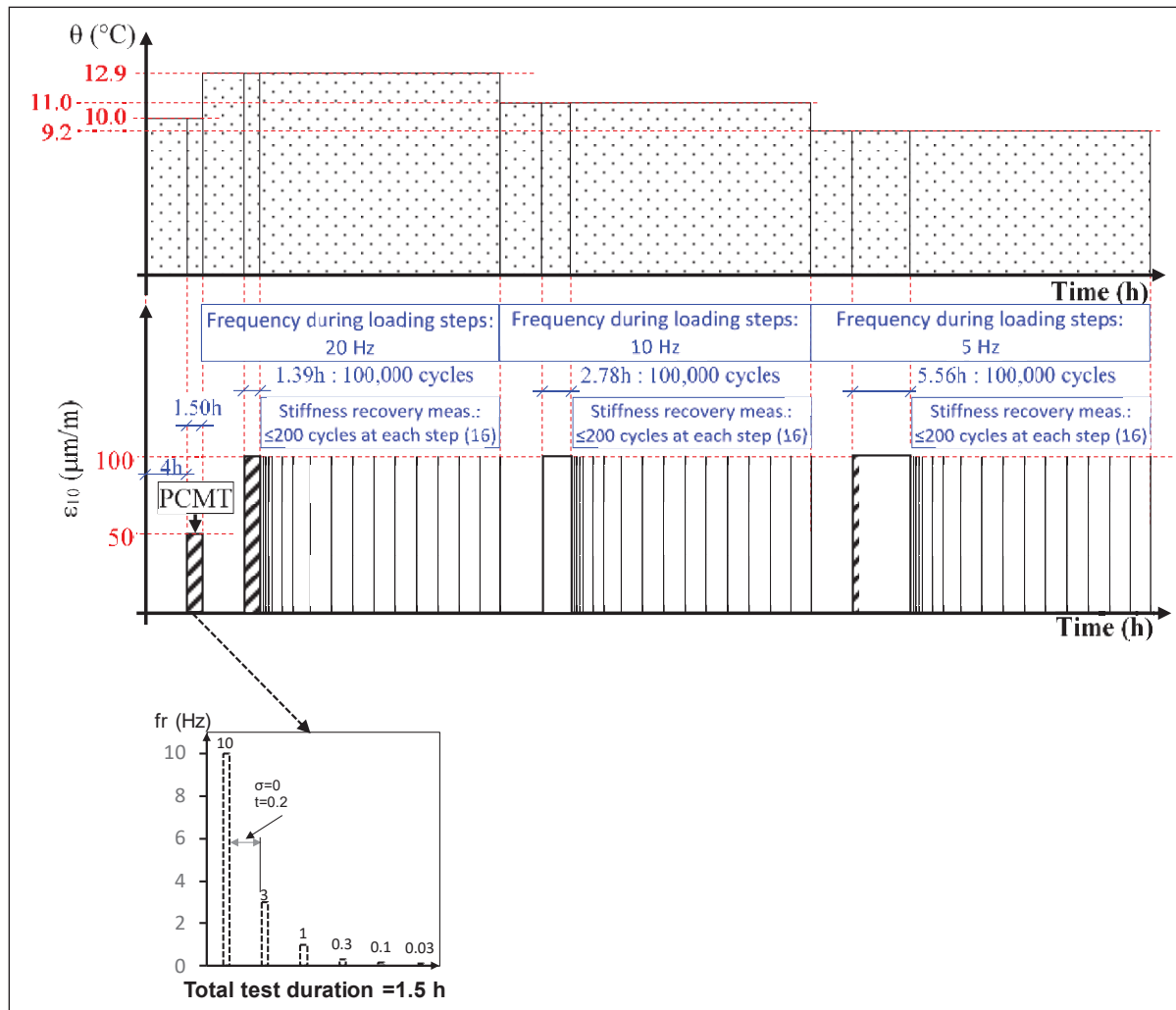


Figure 9.3 Schematic description of the experimental procedures for fatigue test with rest period (FTRP)

9.3.4.6 TTSP in VEL and fatigue domains

Figure 9.4 schematically explains the concept of TTSP, used for the VEL domain (a) and, transposed to fatigue testing (b). When considering two fatigue tests at two different loading conditions $(\theta_0, f_{r0}) \neq (\theta_1, f_{r1})$, if TTSP is respected for the tested material, then the loading paths in strain (or in stress) for the two tests will be identical when plotted in the equivalent time domain ($t_{eq} = t/a_T$) (Figure 9.4(b)). Consequently, the responses of the two tests (dynamic modulus evolution ($|E^*|$) versus time (t)) will also be identical when plotted in the equivalent

time domain (t_{eq}). If the generated loading conditions are equivalent, the fatigue results be equivalent (Figure 9.4(c)).

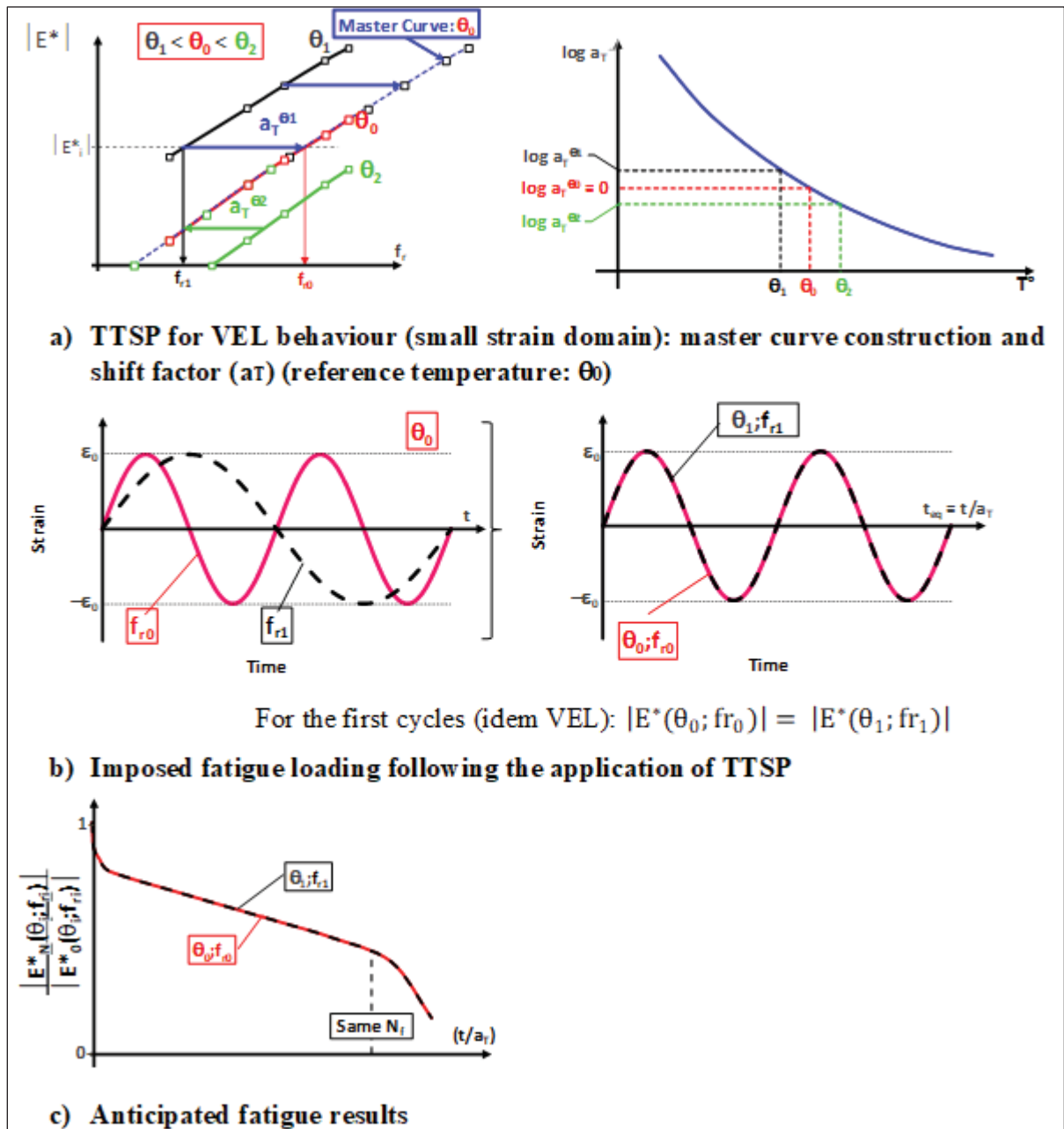


Figure 9.4 Schematic representation of TTSP concept transposed to fatigue testing

In summary, the validation of TTSP for HMAC in the LVE and fatigue domains was possible through the following steps. First, TTSP was validated for HMAC in the LVE domain by

means of CMT₁. Secondly, CMT₂ was used to calculate the shift factors a_T in order to determine the equivalent loading conditions to test in fatigue. Lastly, FT and FTRP were conducted at the previous loading conditions to verify if TTSP was still valid.

9.4 Results and analysis

9.4.1 Validation of TTSP

Although TTSP has been verified by many studies looking at the unidirectional LVE behaviour of bituminous materials, it is not always verified for mixtures made with highly modified bitumen (Hervé Di Benedetto, Olard, Sauzéat, & Delaporte, 2004; Lachance-Tremblay, Vaillancourt, Perraton, & Di Benedetto, 2020). Hence, it is necessary as a first step to validate TTSP for HMAC in the LVE domain. Compliance with TTSP implies the construction of a unique curve in the Black space and in the Cole-Cole domain (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004).

Data from CMT₁ performed on sample SL19A3 were used to validate TTSP for HMAC. First, Master curves of the $|E^*|$ and ϕ_E at $\theta_0 = 8.8$ °C are shown in Figure 9.5(a) and Figure 9.5(b), respectively. Then, the Black space and the Cole-Cole plan are shown in Figure 9.5(c) and Figure 9.5(d), respectively. In Figure 9.5, experimental points gather around a unique and continuous curve in all the representations. Therefore, the results validate TTSP for HMAC. Finally, the values of the 2S2P1D parameters for HMAC (sample SL19A3) were : $E_{00} = 280$ MPa; $E_0 = 43,000$ MPa; $k = 0.15$; $h = 0.455$; $\delta = 2.35$; $\beta = 1,500$; $\tau_{0E} = 0.45$ s; $C_1 = 26.34$; and $C_2 = 178.29$ °C at $\theta_0 = 8.8$ °C.

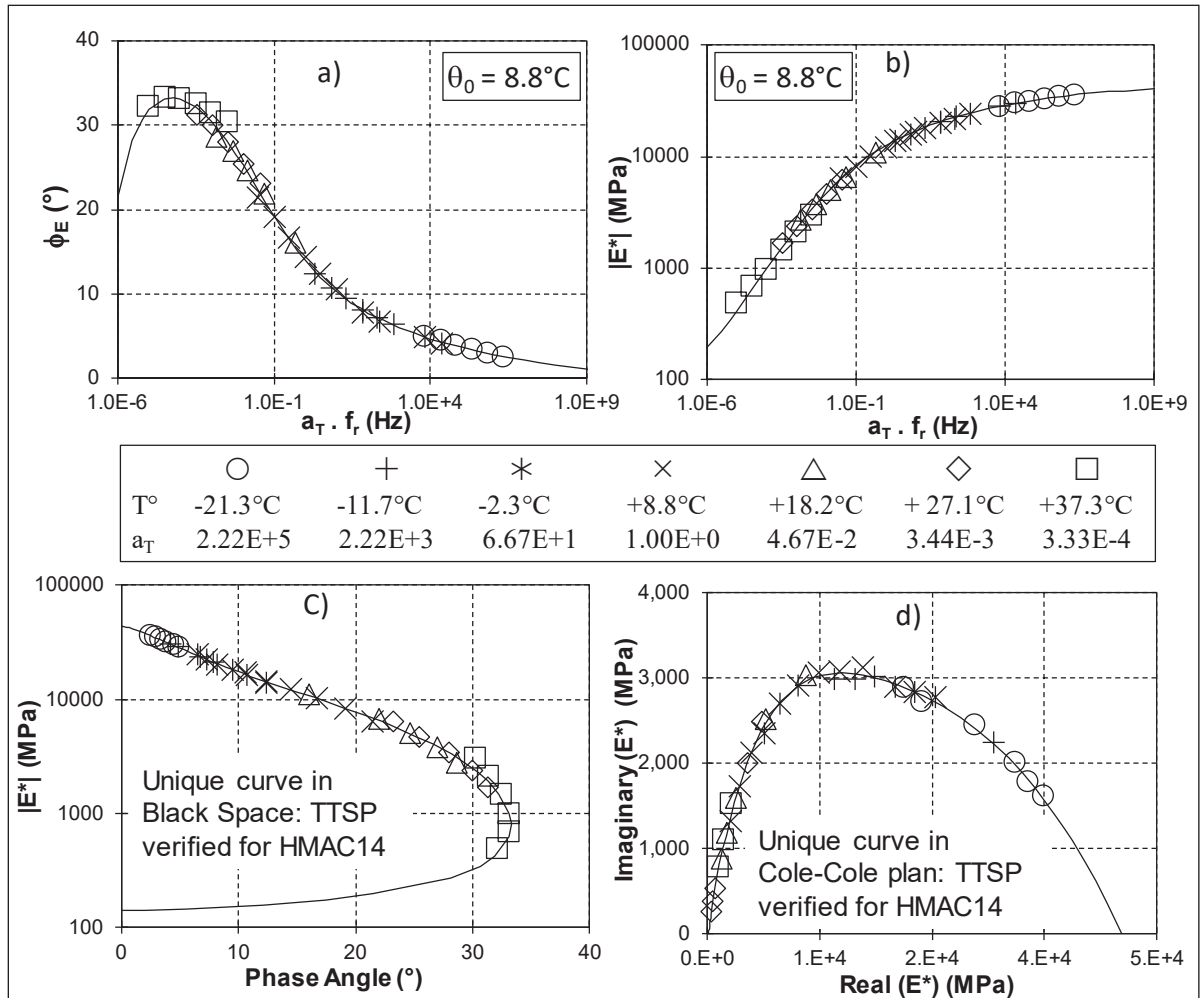


Figure 9.5 Data from CMT₁ (sample SL19A3) and 2S2P1D curves (continuous lines): a) Master curve of the phase angle of complex modulus at $\theta_0 = 8.8^\circ\text{C}$, b) Master curve of the norm of complex modulus at $\theta_0 = 8.8^\circ\text{C}$, c) data in Cole-Cole plan and, d) data in Black space

9.4.2 Calculation of the equivalent loading conditions

The equivalent loading conditions represent the temperatures and the frequencies at which fatigue tests were conducted in order to verify whether TTSP applies in the fatigue domain for HMAC. The first step was to set the loading frequencies at which the fatigue tests would be performed. The retained values were: 10 Hz (f_{r0}), 5 Hz (f_{r1}) and 20 Hz (f_{r2}). Then, by considering (11.0°C, 10 Hz) as a reference loading condition, we calculated the equivalent temperatures (θ_{eqi}) for fatigue tests performed at 5 Hz and 20 Hz. These temperatures had to

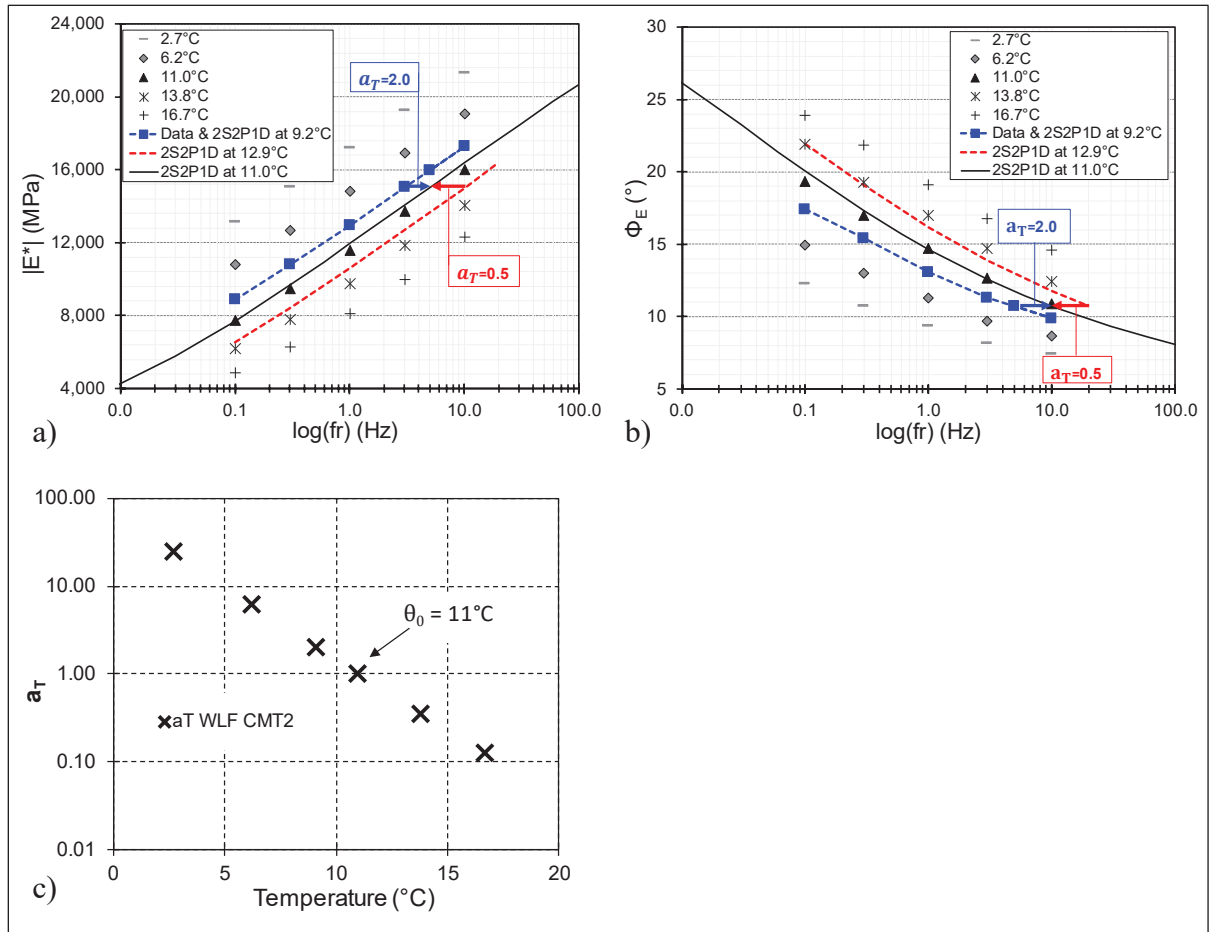


Figure 9.6 a) Master curve of CMT₂ data: norms of complex modulus ($\theta_0 = 11.0^\circ\text{C}$), b) Master curve of CMT₂ data: phase angles of complex modulus ($\theta_0 = 11.0^\circ\text{C}$) and, c) Shift factors a_T at $\theta_0 = 11.0^\circ\text{C}$ from CMT₂ data

9.4.3 Fatigue results

9.4.3.1 Continuous fatigue test

9.4.3.1.1 Initial complex modulus values

All FT results are given in Tableau 9.5. Tableau 9.5 showed no significant difference when comparing $|E_0^*(\theta_{eqi}; f_{ri})|$ values for all three loading conditions. In fact, the average value was around 14,116 MPa, with a standard deviation of 612 MPa, for all tests. Only sample SL23B1 had a low value of $|E_0^*(9.2^\circ\text{C}; 5\text{Hz})| = 13,147$ MPa. In addition, we observed more scatter in

9.4.3.2 Fatigue life duration

The fatigue life duration results (according to $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$ as defined in §2.4.2.1.), the sample's air void content (V_a) and the real temperature values (θ_{eqi} measured during FT) are summarised in Tableau 9.5 for all fatigue tests. As can be seen, the void content values for all the samples are similar. In fact, the average value was around 2.5%, with a standard deviation of 0.1%. On the other hand, a difference of ± 0.1 °C between the real (measured during FT) and the calculated values of θ_{eqi} can be noted. For instance, the \bar{x} values for the real θ_{eqi} were equal to: 9.3 °C for FT at 5 Hz, 10.9 °C for FT at 10 Hz and 13.0 °C for FT at 20 Hz. However, this difference remains within the measurement uncertainty of the temperature sensors. Finally, data from Tableau 9.5 show that the fatigue life results according to $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$ were close, with a difference ($|N_{fII/III} - N_{f50\%}|$) remaining under 33,000 cycles. Only sample SL24C2 presented a difference of 210,964 cycles between $N_{f50\%}$ and $N_{fII/III}$. Moreover, we detected a slight decrease in the fatigue life duration when the initial modulus increased, for FT at all loading conditions, and regardless of the considered criterion. This observation is in accordance with Mollenhauer et al. (K Mollenhauer et al., 2009); Adhikari et al. (Adhikari, Shen, & You, 2009) and Al-Khateeb et al. (Al-Khateeb & Ghuzlan, 2014), who also reported a similar trend.

Figure 9.7 presents the fatigue life duration and confidence interval (CI), according to fatigue criterion $N_{fII/III}$, for all loading conditions of FT. The average values for FT at 5, 10 and 20 Hz are respectively 173,536; 390,659 and 416,893 cycles. The fatigue life scatter value was greater at 10 Hz and 20 Hz, where the standard deviation was equal respectively to 277,166 and 205,331 cycles. In contrast, the fatigue life value for FT at 5 Hz was more consistent with a standard deviation of 69,941 cycles. In addition, while the average values of $N_{fII/III}$ for FT at 10 Hz and at 20 Hz were comparable, FT at 5 Hz had a lower value on average, of $N_{fII/III}$. Nevertheless, when we considered the confidence intervals as reported in Fig. 7, calculated by Student's law at a confidence level of 95%, we observed that the confidence intervals intersect. Hence, it could be stated that the difference between the values of $N_{fII/III}$ for all loading conditions is not statistically significant.

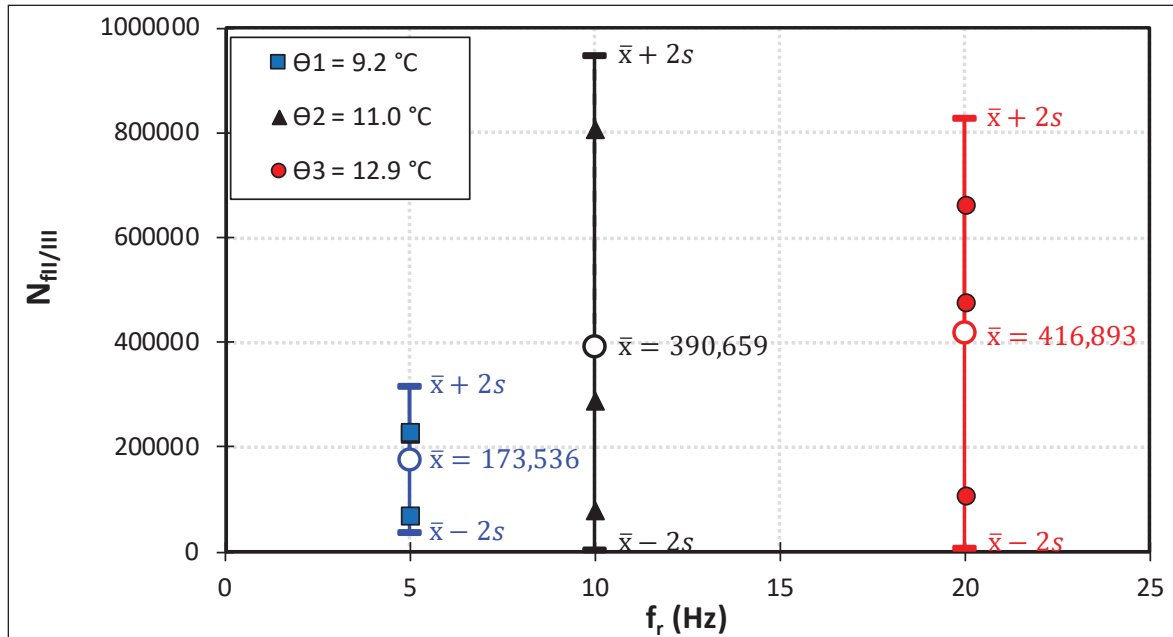


Figure 9.7 Fatigue life duration, as a function of fatigue criterion $N_{fII/III}$, the temperature and test frequency, including data, average value (\bar{x}), standard deviation (s) and confidence interval ($CI = \pm 2s$)

The scatter in $N_{fII/III}$ values could derive from several causes, such as the sample heterogeneity, the applied strain rates to reach the target value of the strain (ϵ_{10}), and the thermal heterogeneity at the surface of the sample^{1,28} (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Lundstrom et al., 2004b). Also, strain-controlled FT are known to lead to differences in the fatigue resistance of bituminous materials (Lundstrom et al., 2004b). In fact, Di Benedetto et al. (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004) reported that up to a ratio of 10, between the highest and lowest N_f values would be possible, when the same material was tested in fatigue. In our case, a maximal ratio of 6 was obtained for FT at 20 Hz, which was considered acceptable.

9.4.3.3 Fatigue behaviour

Figure 9.8 shows the normalised dynamic modulus evolution as a function of the time, (Figure 9.8(a)) and of the equivalent time (t_{eq}) (Figure 9.8(b)) for all FT. The norm of the complex modulus values was normalised with respect to the initial complex modulus value $|E_0^*(\theta_{eqi}; f_{ri})|$ determined by linear regression at the beginning of each FT series (Tableau 9.5).

As expected, all tests exhibited a classical evolution of $|E^*|$ during fatigue tests. First, the norm of the complex modulus decreased rapidly during the first 10,000 cycles of the test (phase I). Then, a quasi-linear evolution was observed until failure (phase II), or for some tests, a decrease acceleration occurred in the phase III.

The decrease in the norm of the complex modulus as a function of time occurred mainly in phase I, with a greater than 40 % reduction in $|E^*|$ value calculated for all tests. Moreover, all the samples reached failure around 50 % reduction of $|E^*|$, which means that only 10 % of the reduction in $|E^*|$ values originated from a “true fatigue” phenomenon. This confirms that rather than irreversible phenomena (fatigue), reversible phenomena (nonlinearity, heating and thixotropy) occurring during phase I are the primary cause of the $|E^*|$ decrease during FT. It is thus important to consider such reversible phenomena, also called bias effects, in order to better understand the fatigue behaviour of bituminous mixes.

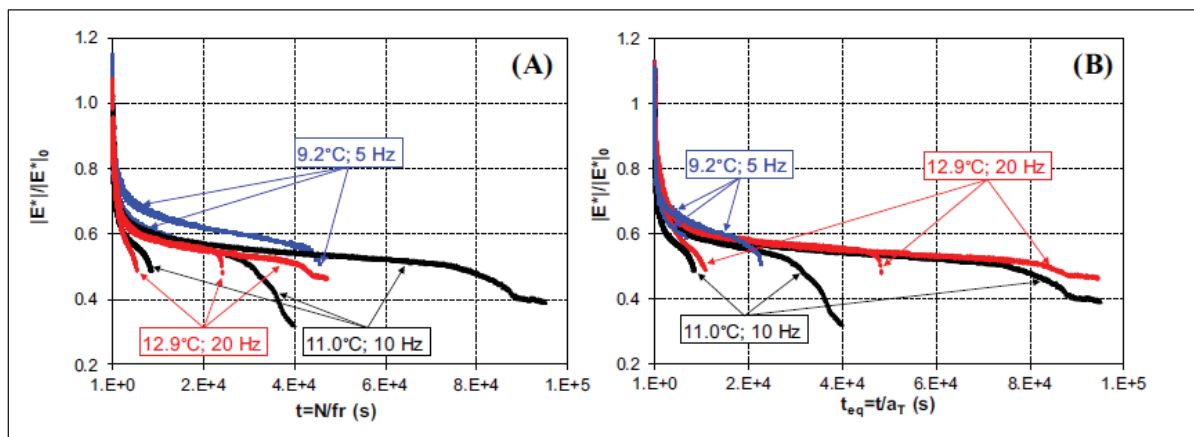


Figure 9.8 Results from fatigue tests (FT). Evolution of the normalised complex modulus: a) versus the time and, b) versus the equivalent time for all fatigue tests

Finally, Figure 9.8 reveals that the complex modulus evolution curves (fatigue curves) do not overlay when plotted in the time (t) domain. For instance, FT fatigue curves at 5 Hz were above all the test values, whereas those at 20 Hz were among the lowest. However, when the $|E^*|$ evolution was plotted versus the equivalent time (t_{eq}), the results for all the tests closely overlapped. This finding is a good indication that TTSP is valid in the fatigue domain. Nevertheless, the heterogeneity of the samples caused discordance in the fatigue curves, and

the curves weren't perfectly overlapping, especially at phase III, where $|E^*|$ decrease is related to the sample stiffness (Lundstrom et al., 2004b). In fact, a variation of $|E_0^*|$ as small as 1 % between the samples is enough to produce differences in the fatigue curves as well as in the fatigue life duration (Benaboud et al., 2021b). Therefore, FTRP were adopted to see if the fatigue curves would perfectly overlay when the same sample is tested for all three loading conditions. The results are presented in the following section (§9.4.3.4).

9.4.3.4 Fatigue test with rest period - FTRP

9.4.3.4.1 Sequence of the FTRP series

To validate TTSP in fatigue while avoiding the effects of the rigidity and the heterogeneity of the samples on the fatigue behaviour, FTRP was performed on sample SL26C2. Fatigue tests on the same sample were performed with a given rest period. Fatigue solicitations (ϵ_{10} : 100 $\mu\text{m/m}$) were imposed according to a decreasing frequency: 20 Hz (12.9 °C), 10 Hz (11.0 °C) and 5 Hz (9.2 °C). Between each stress sequence, the specimen was kept at rest, during which the dynamic modulus was measured periodically (solicitations at ϵ_{10} : 100 $\mu\text{m/m}$). Figure 9.3 gives the details of the sequence of imposed stresses on the sample.

9.4.3.4.2 FTRP results

In order to show the differences in the evolution of the stiffness according to the three distinct but equivalent fatigue conditions (12.9, 11.0 and 9.2 °C), it is necessary to present the results according to a shifted time (t_{st}), which represents the difference from the beginning of a considered fatigue loading period.

The normalised dynamic modulus evolution, obtained from FTRP at all equivalent loading conditions (θ_{eqi} , f_{ri}), as a function of the shifted time (t_{st}) and the equivalent shifted time (t_{st_eq}) is presented in Figure 9.9. What stands out from this figure is that the rest period allowed the sample to recover the dynamic modulus reduction during the fatigue lag. Therefore, no significant damage was attributed to the fatigue phenomena, and hence, each fatigue lag at each loading condition could be considered as a fatigue test with the same sample. This result

was possible thanks to the lower strain value ($100 \mu\text{m/m}$) applied in FTRP in comparison to the FT strain value ($180 \mu\text{m/m}$). It was important to ensure that no fatigue damage occurred in the sample during each fatigue lag, which in turn meant greater accuracy of the validity of TTSP.

In the shifted time domain (t_{st}), the results were not overlapping (Figure 9.9 (a)), similar to the findings of the previous section (§3.4.1.3.). However, when plotted versus the equivalent shifted time (t_{st_eq}) (Figure 9.9 (b)), the fatigue curves became overlapping perfectly and formed a unique curve. These results constitute a strong proof regarding the validity of TTSP in the fatigue domain for our studied material.

The temperature evolution curves for the three loading conditions (θ_{eqi}, f_{ri}) of the FTRP series are presented in Figure 9.9 (c). As expected, the temperature at the surface of the sample ($\Delta\theta_i$) increased during all FTRP. In addition, the loading frequency was the most influential parameter affecting the sample self-heating. For instance, a maximum temperature difference of 0.92°C ($\Delta\theta_i$) was observed for FTRP at 20 Hz. Moreover, the number of cycles required for temperature stabilization was higher for tests at high loading frequencies.

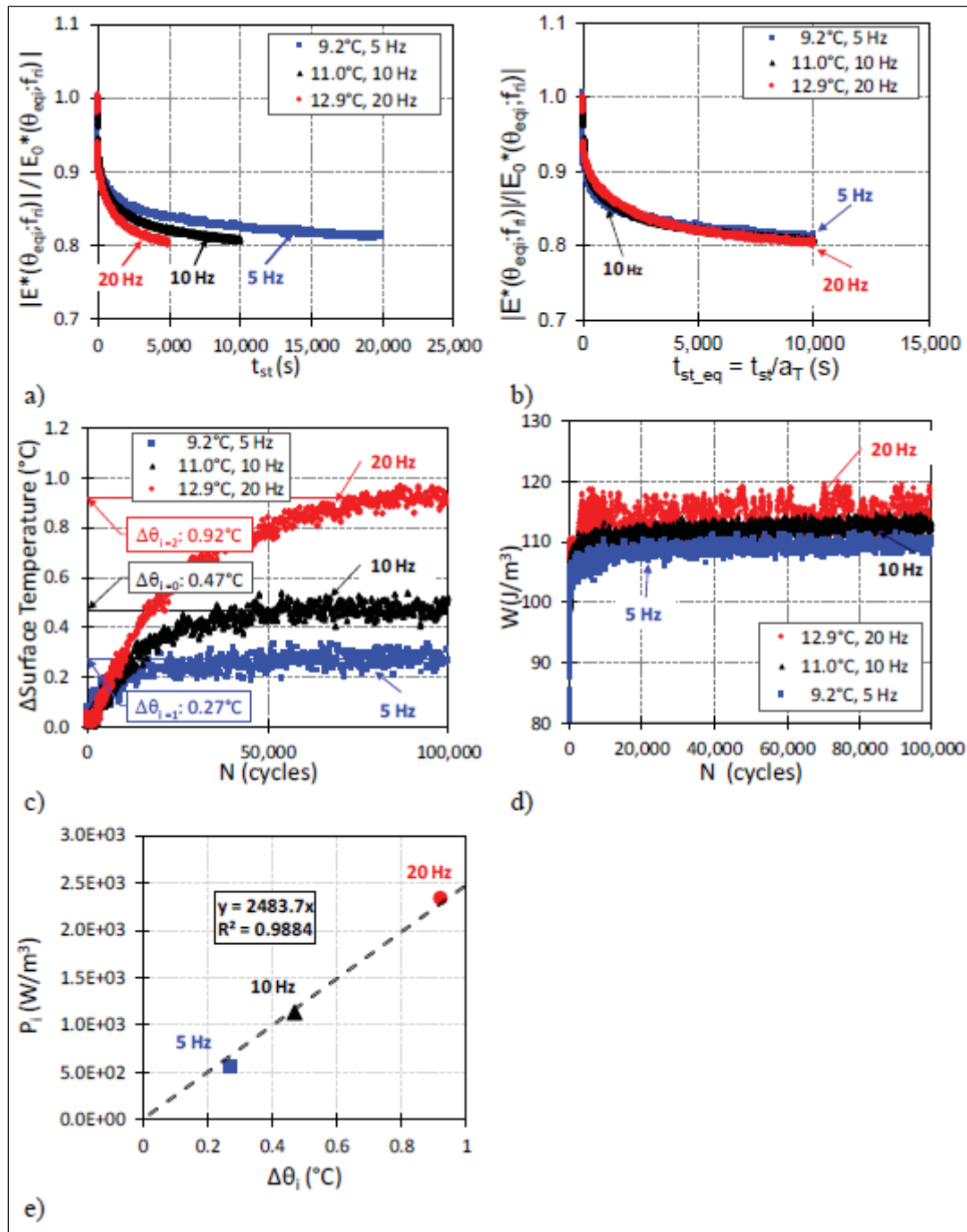


Figure 9.9 Results from FTRT of sample SL26C2: a) normalised dynamic modulus evolution in shifted time domain (starting at the beginning of the loading period), b) normalised dynamic modulus evolution in shifted equivalent time domain, c) surface temperature evolution, d) dissipated energy evolution and, e) evolution of the power dissipated per cycle versus the surface temperature ($\Delta\theta_i$)

The evolution of the dissipated energy W_i is presented in Figure 9.9 (d) for the three loading conditions. The W_i is calculated according to Eq. (9.8), where W_i is the dissipated energy in cycle i . The W_i values for all the tests increased rapidly at the beginning of the test, and then stabilised at close values: around 114 J/m^3 in Figure 9.9 (d).

$$W_i (\text{J/m}^3) = \pi \cdot \sigma_1 \cdot \varepsilon_{10} \cdot \sin(\phi_E) \quad (9.8)$$

where σ_1 is the stress amplitude at cycle N .

Considering the energy dissipated per cycle and imposed load frequency, we calculated the maximum power dissipated at each cycle as described in equation (9.9) and presented graphically in Figure 9.9 (e) in relation to the heating of the specimen ($\Delta\theta_i$). P increased proportionally to f_r and is linearly proportional to $\Delta\theta_i$, with $R^2 = 0.9884$ (Figure 9.9 (e)). Babadopoulos (L. Babadopoulos, 2017) also reported this finding.

$$P_i (\text{W/m}^3) = W_{i,\max} (\text{J/m}^3) \cdot f_{ri} (\text{Hz}) \quad (9.9)$$

The difference in temperature $\Delta\theta_i$ between the test at 5 Hz (0.27 °C) and 20 Hz (0.92 °C) is 0.65 °C, which corresponds to a decrease of modulus about 406 MPa. The percentage of relative decrease from the initial value (15,940 MPa) is then about 2.5%, which is in the order of magnitude of the difference observed in Figure 9.9 (b) at $t_{st_eq} = 10,000 \text{ s}$. This observation and the results presented in Figure 9.9 (e), are in accordance with the heat theory when the heat source is the dissipated energy. This issue is treated in a comprehensive way in Nguyen Q. T. et al. (2012) (Q. T. Nguyen, Di Benedetto, & Sauzéat, 2012).

9.4.3.5 Fatigue recovery results

Figure 9.10 (a) shows the evolution of the dynamic modulus during loading and rest periods during FTRP as a function of shifted time (t_{st}). The results show some differences. However, when the data are plotted as a function of the shifted equivalent time ($t_{st_eq} = t_{st}/a_T$), the results

of Figure 9.10 (b) clearly show the superposition of all the curves. This Figure 9.10 (b) indicates that the loading and the recovery (during the rest periods) paths respect rather well TTSP.

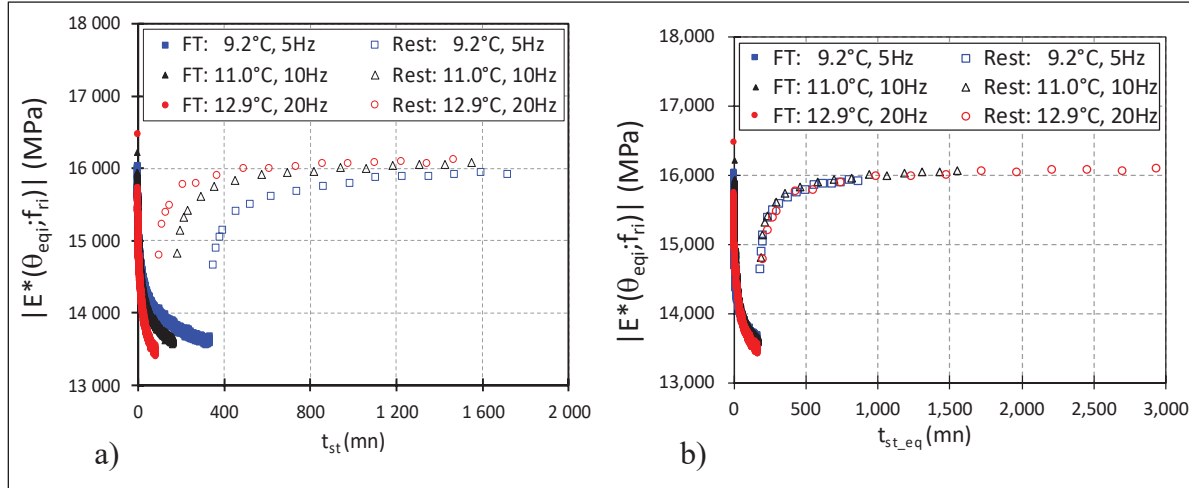


Figure 9.10 FTRP results: a) Evolution of the dynamic modulus as a function of shifted time (t_{st}) (starting at the beginning of the loading period) and, b) Evolution of the dynamic modulus as a function of the shifted equivalent time ($t_{st_eq} = a_T/t_{st}$)

9.5 Conclusions

This study presented an experimental campaign designed to validate the time-temperature superposition principle (TTSP) from the linear viscoelastic (LVE) to the fatigue domains for a HMAC mix. A tension-compression (TC) experimental device was used to realise complex modulus and fatigue tests. The shift factors a_T obtained in the LVE domain were used to calculate the three (3) equivalent loading conditions θ_{eqi}, f_{ri} (with $f_{ri} = f_r \cdot a_T(\theta_{eqi})$) at which fatigue tests (FT) were carried out (see §3.2). Overall, the following conclusions could be drawn.

- Despite containing a polymer-modified bitumen, HMAC results from the complex modulus tests showed unique curves in the Cole-Cole and the Black plot for $|E^*|$ and ϕ_E (Figure 9.5(c) and Figure 9.5(d)). Therefore, TTSP was verified in the LVE domain and shift factors function $a_T(\theta)$ was obtained.

- When $|E^*|$ is plotted versus equivalent time $t_{eq} = t/a_T$ (Figure 9.8 (b)), closely superimposed curves are obtained for the same equivalent loading conditions (θ_{eqi}, f_{ri}) and the same strain amplitude. Moreover, the fatigue life difference obtained at equivalent loading conditions (θ_{eqi}, f_{ri}) were statistically non-significant (Figure 9.7). These observations indicate that the TTSP was verified in the fatigue domain.
- A fatigue test with rest period (FTRP) at three (3) different equivalent conditions (θ_{eqi}, f_{ri}) was also considered to check TTSP during loading and unloading periods. The obtained curves were superimposed when plotted according to shifted equivalent time (t_{st_eq}), which gives a validation of TTSP even when biased effects are preponderant (i.e. at the beginning of the test) and during recovery rest periods (Figure 9.10).

Highlights

- Same shift factor (a_T) in the linear viscoelastic (LVE) and fatigue domains;
- Superimposed Fatigue curves in equivalent time confirm the validity of the TTSP;
- Fatigue lives at different θ_{eqi}, f_{ri} that respects TTSP are not statistically different;
- Recovery path after fatigue loading periods also verified TTSP.

9.6 Résultats additionnels

La validation du PETT dans le domaine de la fatigue pour l'EME-14 implique que si on constate une augmentation de la durée de vie en fatigue à des températures élevées ou à des basses fréquences, on doit aussi constater une diminution de la durée de vie à des températures basses ou à des hautes fréquences. Les résultats du Chapitre 8 mettent en évidence une augmentation claire de la durée de vie lorsque la température augmente. En revanche, les résultats du Chapitre 7 n'ont pas démontré d'effet statistiquement significatif de la fréquence sur la durée de vie en fatigue. Ces deux constats semblent a priori contradictoires et remettent en question l'applicabilité du PETT en fatigue. Cependant, une explication plausible peut justifier ces observations. En effet, l'intervalle de température étudié dans le chapitre 8, qui varie de -10 à 20 °C pour une fréquence de 10 Hz, représente une étendue de 30°C. En

revanche, en considérant l'étude de la fréquence dans le chapitre 7, où l'intervalle des fréquences s'étend de 5 à 20 Hz, cela équivaut, selon le PETT, à un intervalle de température variant de 9,2 à 13,5 °C, soit une étendue de seulement 4,3 °C.

Pour vérifier l'impact d'une variation de 4,3 °C sur les paramètres des droites de fatigue, on se réfère à l'équation 8.4 du Chapitre 8, qui rappelons-le s'écrit comme suit :

$$\varepsilon_6(\theta) = \varepsilon_6(\theta_t) \cdot \left[\frac{|E^*(\theta_t, 10 \text{ Hz})|}{|E^*(\theta, 10 \text{ Hz})|} \right]^m \quad (9.10)$$

En considérant une valeur de $m = 0,58$, $\theta_t = 13,5$ °C et $\theta = 9,2$ °C, il nous reste à déterminer la valeur de $\frac{|E^*(\theta_t, 10 \text{ Hz})|}{|E^*(\theta, 10 \text{ Hz})|}$ pour calculer le rapport $\frac{\varepsilon_6(\theta)}{\varepsilon_6(\theta_t)}$. Pour se faire on considère l'isochrone à 10 Hz, déterminée à partir des valeurs de la norme du module complexe du modèle 2S2P1D obtenues pour la Plaque 19. La Figure 9.11 présente cette isochrone.

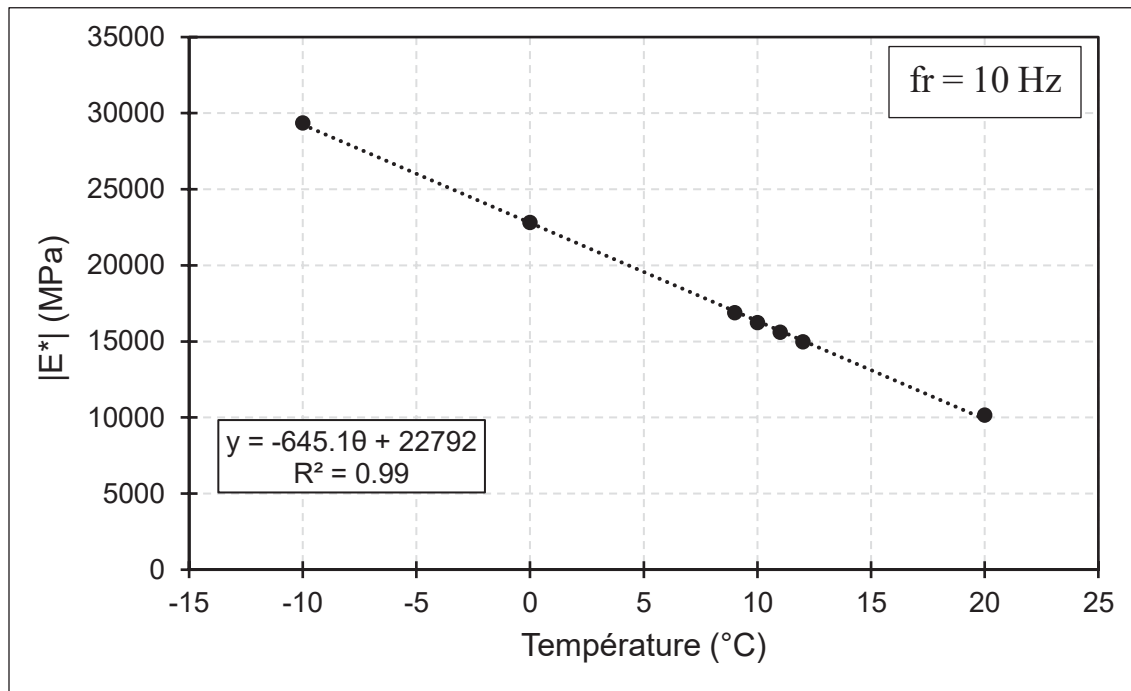


Figure 9.11 Isochrone des valeurs de $|E^*|$ obtenues à partir du modèle 2S2P1D pour la PL19

Les valeurs obtenues à partir de la Figure 9.11 sont : $|E^*(\theta_t, 10 \text{ Hz})| = 16857 \text{ MPa}$ et $|E^*(\theta, 10 \text{ Hz})| = 14470 \text{ MPa}$. Ce implique que $\frac{\varepsilon_6(\theta)}{\varepsilon_6(\theta_t)} = 0,9$ soit un écart de 10%.

On considérant l'écart obtenu entre la valeur minimale et maximale du ε_6 à 10°C et 10 Hz d'après les données du Tableau 8.5 du Chapitre 8, on obtient un écart 18%. Ainsi l'écart perçu pour une variation de température de $4,3^\circ\text{C}$ est inclus dans la dispersion des résultats de fatigue. Par conséquent, cet écart ne peut être considéré comme statistiquement significatif, ce qui explique la tendance observée pour l'effet de la fréquence de sollicitation dans le Chapitre 7.

9.7 Conclusion de la Partie 2

La Partie 2 de cette thèse a été dédiée à l'étude de l'effet individuel et combiné de la fréquence de sollicitation et de la température sur le comportement en fatigue de l'EME-14. Les résultats obtenus ont permis de valider certaines hypothèses fondamentales appliquées dans les méthodes de dimensionnement, notamment que la pente de la droite de fatigue reste indépendante de la température et que la fréquence n'affecte pas la durée de vie en fatigue. De plus, une contribution originale de cette partie réside dans la validation du principe d'équivalence temps-température (PETT) dans le domaine de la fatigue. Cette validation ouvre la voie à une approche simplifiée pour caractériser l'effet de la fréquence et de la température sur de nouveaux enrobés bitumineux, allégeant ainsi la charge expérimentale requise.

En outre, la Partie 2 a révélé que les écarts observés entre les droites de fatigue issues des trois familles d'essai TC, 2PB et 4PB, ne peuvent être exclusivement attribués aux conditions d'essais. Un autre facteur majeur, la géométrie de l'éprouvette, semble avoir un impact significatif sur l'origine de ces écarts. Cette géométrie influence la distribution des contraintes d'un type d'essai à l'autre. Ainsi, ce facteur est examiné en profondeur dans la Partie 3 de la thèse.

CHAPITRE 10

RATIONAL RELATIONSHIP BETWEEN THE FATIGUE CURVES OF ASPHALT MIXES OBTAINED FROM TENSION/COMPRESSION AND 4-POINT BENDING TESTS

Hervé Di Benedetto^a, Daniel Perraton^b, Sébastien Lamothe^c, Mohamed Mounir Boussabnia^d

^a LTDS Laboratory (UMR CNRS 5513), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)
University of Lyon, Lyon, France

^{b, c, d} Département de Génie de la construction, École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans « Road Materials and Pavement Design »,
March 2023

10.1 Abstract

The fatigue properties of asphalt mixes are usually established according to a series of laboratory cyclic loading tests at fixed temperature (θ) and frequency (f). Unfortunately, the results are different when considering different types of tests. This paper proposes a rational method to link the 4-point bending (4PB) and tension/compression (TC) fatigue test results. First a theoretical analysis of the 4PB fatigue test is presented. This analysis allows to introduce a link between the fatigue curves (modulus or damage versus number of cycles) of this type of test with the results from uniform TC tests. The 4PB fatigue curve is superimposed with the TC fatigue curve if the reference strain amplitude is correctly chosen. This amplitude must not be the maximum strain at the boundary fibre of the beam ($\epsilon_{0\max}$), as usually considered, but a lower proposed value (ϵ_{0h0}). Then, the previous approach is extended to the fatigue failure Wöhler's law, which is a line in the Log–Log plot of the number of cycles at failure versus the loading amplitude (stress or strain). An experimental campaign on a Canadian asphalt concrete (HMAC) validates the developed approach. It is an important output from this research as

fatigue life from one type of test can be obtained from the other type of test in the case of strain (or displacement) control tests.

10.2 Introduction

The fatigue properties of asphalt mixes are usually established according to a series of laboratory tests at fixed temperature (θ) and frequency (f). The tests are performed either, (i) in force control, which means stress control only in the case of uniform tests, such as tension/compression test, or, (ii) in displacement control, which means strain control only in the case of uniform tests. The fatigue curves correspond to the stiffness or modulus evolution versus the number of applied cycles. In addition, fatigue failure should be determined from the fatigue curves.

Fatigue failure law as proposed by August Wöhler (1870) in the middle of the nineteenth century for steel, is currently used in most of the rational asphalt pavement design methods. The basis of this law relates the fatigue life (number of cycles at failure: N_f) to the magnitude of the cyclic strain (or stress) amplitude. In a Log–Log representation, Wöhler's law corresponds to a straight line, which is defined with two coefficients, (i) the slope (a_2 , in case of strain control test) and, (ii) a point on the line (the intercept – N_{f1} or the strain giving failure for 1 million cycles – ε_6 , in case of strain control test).

The coefficients of the fatigue failure line depend on the criterion retained to determine the fatigue failure values (N_f) from fatigue curves (Tapsoba, 2012; Tapsoba et al., 2015).

In addition, the fatigue curves and the fatigue failure line (then the 2 coefficients) are strongly dependant on the test conditions, which include loading conditions, in particular: stress or strain control, temperature (θ) and loading frequency (f) (Mohamed Mounir Boussabnia et al., 2022; Chehab et al., 2002; Doan, 1976; Haddadi, Ameri, Mirabimoghadam, & Hosseini, 2015; Hernandez-Fernandez, Underwood, & Ossa-Lopez, 2020; Li, 2013), and also the type of considered test: tension/compression (TC (TP AASHTO), two, three or four points bending (2PB (EN 12697-24:2004), 3PB (EN 12697-24:2004) or 4PB (AASHTO T 321; EN 12697-24:2004; ASTM D8237-21)) and indirect tension fatigue (ITF) among the most commonly used (Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004). However, the fatigue curves and the

coefficients of the fatigue law should represent intrinsic values of the material and one should be able to link the values given by the different methods. Otherwise, this leads to contentious interpretations.

In this paper, a rational and rather simple approach to obtain the correspondence between the fatigue curves of TC and 4PB fatigue tests is proposed. As a consequence, it also allows to obtain the fatigue Wöhler's line from one type of test when this line is known from the other type of test.

10.3 Background

10.3.1 Typical global damage curve

Figure 10.1(a) shows typical evolution of the ratio between the measured norm of the complex modulus at cycle N ($|E^*(N)|$) and this norm at the beginning of the test ($|E_0^*(N = 0)| = E_0$) for three constant strain amplitudes ($\epsilon_{0,1} > \epsilon_{0,2} > \epsilon_{0,3}$) fatigue tests.

The global damage at cycle N , $D_g(\epsilon_0, N)$, for a given strain amplitude ϵ_0 as given by Equation (10.1), is plotted in Figure 10.1(c).

$$D_g(\epsilon_0, N) = \frac{|E_0^*(\epsilon_0, 0)| - |E^*(\epsilon_0, N)|}{|E_0^*(\epsilon_0, 0)|} \quad (10.1)$$

The schematized curves plotted in Figure 10.1 were obtained from uniform tension-compression fatigue tests. For uniform tests, the same strain and stress values exist at each material point in the specimen (at least in the central part where strain values should be measured). The plotted results obtained from boundary measurements correspond to material properties and can serve as reference (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004; Hervé Di Benedetto, C De La Roche, et al., 2004). The damage D_g is identical to the measured experimental damage D_{exp} and Equation (10.2) can be written.

$$D_g(\varepsilon_0, N) = D_{\text{exp}}(\varepsilon_0, N) = \frac{F(0) - F(N)}{F(0)} \quad (10.2)$$

where, $F(0)$ is the amplitude of the force applied to the specimen at cycle 0 and $F(N)$ is this amplitude at cycle N . It is not possible to measure experimentally $F(0)$ as only F at cycle 1 ($F(1)$) can be obtained. Practically $F(0)$ is given by extrapolation to 0 of the measured values.

The strain amplitude applied to the specimen during the test remains constant (ε_0).

The fatigue life (N_f), corresponding to the number of cycles at failure change according to the strain amplitude. The relationship between the strain amplitudes and the fatigue life gives the fatigue law of the material, i.e. the Wöhler's line, which is plotted in Figure 10.1(b).

10.3.2 Global damage evolution for tests at constant strain amplitude

Considering an identification technique proposed by Lundström for a TC test with constant strain amplitude, Bodin (2002) (Bodin, 2002b) proposed an analytical expression of the global damage (D_g) as a function of the number of cycles (N) and the strain amplitude given in Equation (10.3) for test at constant strain amplitude (ε_0). This equation applies on the absolute value of the complex modulus and can be completed by a phase lag change evolution not introduced by Bodin. Equation (10.3) is considered in this paper.

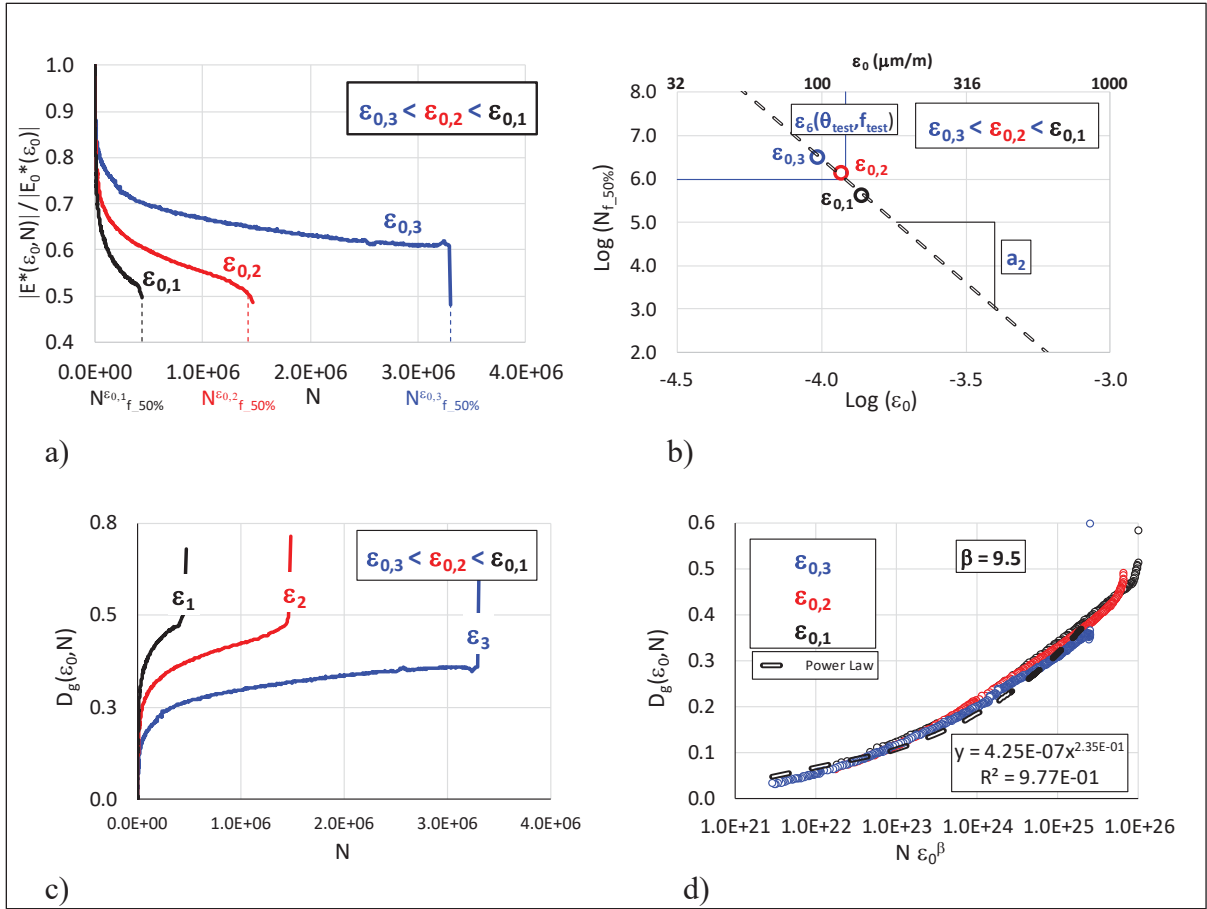


Figure 10.1 Typical schematic representation of fatigue results from uniform test (such as tension- compression test): a) evolution of the dynamic (or norm of the complex) modulus normalized by the initial dynamic modulus value ($|E_0^*(\epsilon_0)|$), b) Wöhler's curve (considering the classical 50% modulus decrease as fatigue life criteria), c) evolution of the global damage D_g and, d) validation of equation (10.3) considering $[N \epsilon_0^\beta]$ as x variable

The validity of this phenomenological expression, which is not a fatigue law, is also checked and validated from experimental data, as presented in section 3.

$$D_g(\epsilon_0, N) = A \cdot (\epsilon_0)^\alpha \cdot N^\gamma = A \cdot \left[\frac{\alpha}{\epsilon_0^\gamma N} \right]^\gamma = A \cdot [\epsilon_0^\beta N]^\gamma \quad (10.3)$$

where A , α and γ are constants and $\beta = \alpha/\gamma$. Equation (10.3) is written at a fixed temperature and frequency, where the relation between the two types of test is established. The three constants probably depend on the chosen temperature and frequency.

It has to be underlined that the global damage of the material as defined in Equation (10.3) does not represent the ‘true’ fatigue damage but the raw values obtained during a uniform fatigue test. As a matter of fact, different biased phenomena, such as self-heating, thixotropy and non-linearity exist during fatigue test on bituminous materials. These phenomena that are most of time reversible are included within D_g parameters in addition to fatigue damage phenomenon. For more details on these phenomena, the readers are invited to consult among others the following references (L. F. d. A. Babadopulos, Sauzéat, & Di Benedetto, 2017; Hervé Di Benedetto et al., 2011b; Mangiafico, Sauzeat, et al., 2015; Q. T. Nguyen et al., 2012; Phan et al., 2017b).

The global damage (D_g) of the material is directly measured from experimental data only in the case of uniform tests, such as TC test (Equation (10.2)). For non-uniform test, such as beam fatigue tests, the reduction of the measured stiffness of the beam does not give directly the global damage because strain amplitude (and consequently the damage) is different at each point of the beam. This remark is quite important to understand. The developments presented in this paper propose a rational approach allowing to estimate (D_g) from 4PB beam test results.

Figure 10.1(d) shows an example of the power law relationship between global damage and $\varepsilon_0^\beta N$ as proposed in Equation (10.3). A unique curve is obtained for the different strain amplitudes if Equation (10.3) is verified. The validity (or not) of Equation (10.3) can be easily checked experimentally in these axes.

10.3.3 Cyclic loading of a 4-points bending beam (4PB) made of linear viscoelastic damaging material

Considering the correspondence principle between linear elastic and linear viscoelastic materials, all the formula given by the beam theory can be applied in the Carson transform space (Mandel, 1966). In the case of sinusoidal loading, the equation can be written considering

stress and strain amplitudes and phase lags of complex moduli. In the following equations, the frequency (f) and the temperature (θ) are fixed. They are not considered as variables anymore. The Navier–Bernoulli’s principle, (i.e. the plane surfaces remain plane), leads to the expression of the strain amplitude values at a distance ‘ y ’ from the neutral axis that is given in Equation (10.4).

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_{0\max} \cdot \frac{y}{h_{\max}} \quad (10.4)$$

where $\varepsilon(y)$ is the strain amplitude at a distance y from the neutral axis and $\varepsilon_{0\max}$ is the strain amplitude at the boundary fibres at a distance h_{\max} from the neutral axis (Figure 10.2). Let’s remind that $\varepsilon_{0\max}$ is always the strain amplitude considered in the fatigue beam test analysis. The constant position of the neutral axis in the central part of the beam when changing loading direction (upward and downward) making upper and lower parts of the beam changing from contraction to extension (or extension to contraction) is justified with the following explanations. When sinusoidal centred load signal (P in Figure 10.2) is established, the fibers in the upper and lower parts at the same distance from the central plane of the beam have the same loading history resulting in the same damage (D_g) history (this assumption would be true even if the neutral axis moved upward and downward). Many experiments on TC uniform tests (Ashayer Soltani, 1998a; Hassan Baaj, 2002b; Tapsoba, 2012) among others, showed that moduli, at the considered rather low strain amplitudes applied in fatigue tests, during tension or compression are quasi identical. It can be deduced that the half upper and half lower parts of the beam have the same stiffness, making the neutral axis always placed in the middle height of the beam (or very close to it). Establishment of sinusoidal centred load signal takes only few cycles, whose effects can be neglected regarding the great number of cycles applied during fatigue tests.

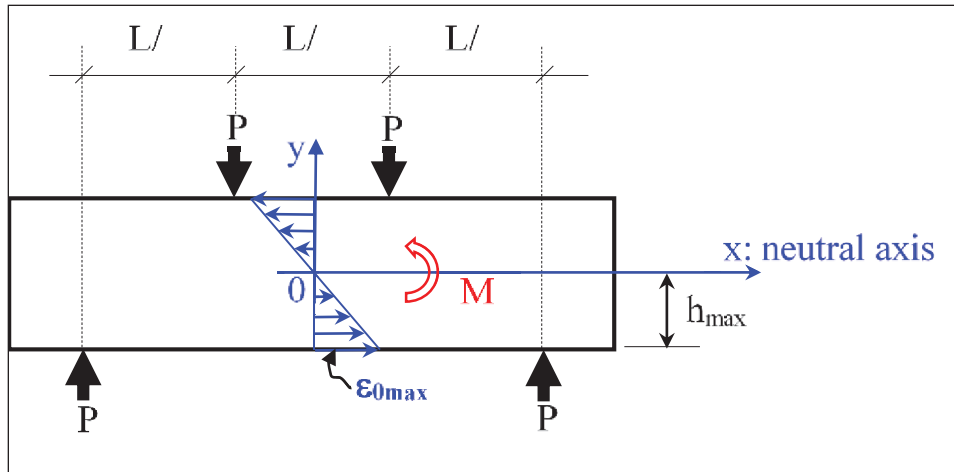


Figure 10.2 Schematic representation of the strain values in a beam subjected to 4PB test

The sinusoidal amplitude M of the bending moment in the middle span is given by equation (10.5), where P is the load amplitude and L the length of the beam as indicated in (Figure 10.2).

$$M = \frac{PL}{3} \quad (10.5)$$

From beam theory, the bending moment amplitude at cycle N ($M(N)$) is also obtained considering equation (10.6).

$$M(N) = 2b \int_0^{h_{\max}} \sigma(y) \cdot y \cdot dy \quad (10.6)$$

where, $\sigma(y)$ is the stress amplitude at a distance y from the neutral fiber and b the beam thickness.

The rheological behaviour of the linear viscoelastic (LVE) damaging material is given in equation (10.7). In this equation, $E^*(y, N)$ is the complex modulus at cycle N at a distance y from the neutral fiber, $\sigma^*(y)$ is the stress (in complex notation) and $\varepsilon^*(y)$ is the strain (in complex notation) at this distance y .

$$\sigma^*(y, N) = \varepsilon^*(y) \cdot E^*(y, N) \quad (10.7)$$

From equations (10.6) and (10.7), the general equation giving the amplitude of the moment at cycle N ($M(N)$) as a function of the strain amplitude ($\varepsilon(y)$) and the norm of the complex modulus sometimes called dynamic modulus ($|E^*(y, N)|$), is presented in equation (10.8).

$$M(N) = 2b \int_0^{h_{\max}} \varepsilon(y) \cdot |E^*(y, N)| \cdot y \cdot dy \quad (10.8)$$

Replacing $\varepsilon(y)$ by its value from equation (10.4), equation (10.9) can be written.

$$M(N) = 2b \cdot \frac{\varepsilon_{0\max}}{h_{\max}} \int_0^{h_{\max}} |E^*(y, N)| \cdot y^2 \cdot dy \quad (10.9)$$

Considering that damage also create a global phase lag change, Equation (10.9) must be written in a complex form as expressed in Appendix (Equation (10.33)). However, the phase lag change obtained during the experimental campaign with TC tests (Ashayer Soltani, 1998a; Hassan Baaj, 2002b; National Academies of Sciences & Medicine, 2010; Tapsoba, 2012) is always lower than 20° . Then, the results given by complex general Equation (10.33) is very close to the results from simplified Equation (10.9). The relative difference between the results from the 2 equations can be estimated to less than 1.5% as demonstrated in the Appendix. This small difference is negligible when comparing with fatigue tests results scattering. It explains why Equation (10.9) is used in the following developments.

10.3.4 Different features between TC and 4PB test

As already evocated previously, the paramount difference between the TC tests and the 4PB tests is the uniformity or not of the stress and strain fields within the specimen. The 4PB specimen is subjected to a uniform bending moment in the middle third of its span (Equation (10.5)) but the strain value varies linearly within the beam from 0 on the neutral fibre to $\varepsilon_{0\max}$ at the boundary fibers (Equation (10.4)).

As the amplitude of the strain varies within the 4PB specimen according to the distance to the neutral fibre (y), the plotted experimental damage curve (D_{exp}) given by Equation (10.10) corresponds to the global damage curve obtained for a strain amplitude named ε_{0ho} , obtained at a distance h_{ho} from the neutral fibre. ε_{0ho} is a value obviously lower than ε_{0max} . It means that a TC test performed at a strain amplitude ε_{0ho} will give a global damage curve D_g superimposed with D_{exp} obtained with a 4PB test performed at ε_{0max} (Figure 10.3).

To summarize, the experimental curve obtained during a 4PB test performed at ε_{0max} corresponds to the global damage fatigue obtained at ε_{0ho} (Figure 10.3). The value ε_{0ho} is determined in the next section.

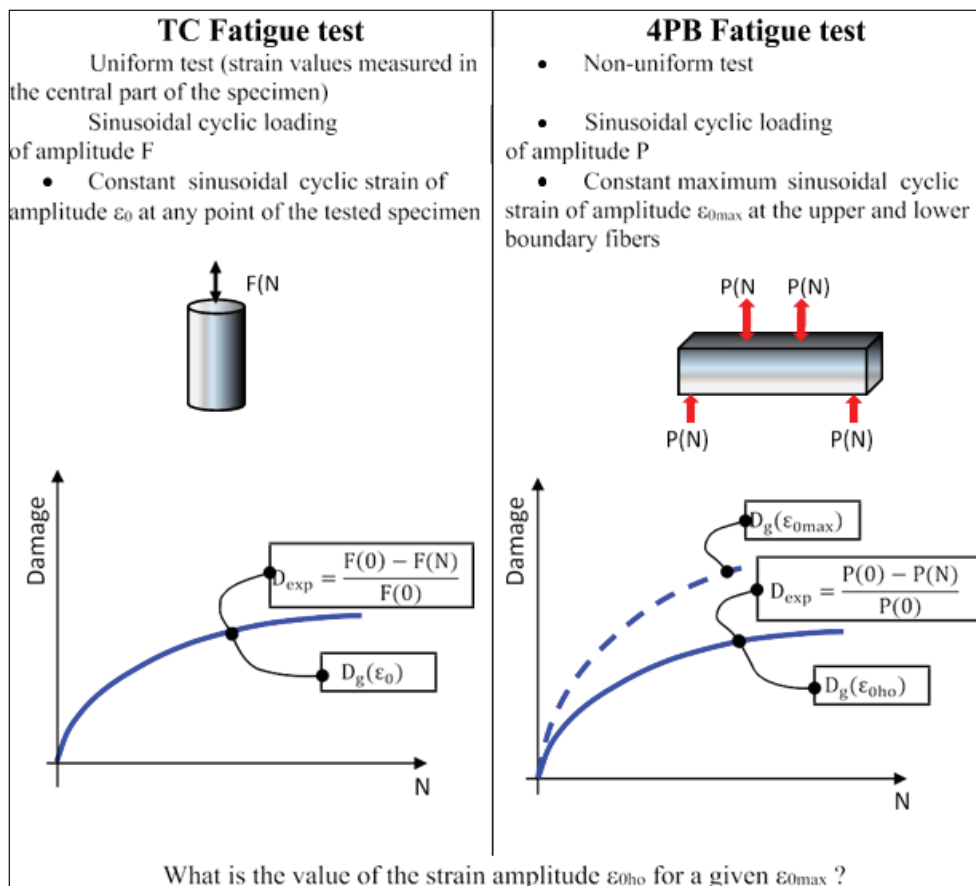


Figure 10.3 Different damage measurements between uniform TC fatigue tests (left) and non-uniform 4PB fatigue tests (right). The solution consists in finding the strain amplitude value ε_{0ho} of a TC test having the same experimental curve as the one of a 4PB test where boundary fibres have a strain amplitude of ε_{0max}

$$D_{\text{exp}}(N) = \frac{M(0)-M(N)}{M(0)} = \frac{P(0)-P(N)}{P(0)} \quad (10.10)$$

10.3.5 Analysis of 4PB fatigue test

10.3.5.1 Hypothesis of uniform damage within the beam

Considering uniform damage within the beam supposes that the damage is the same at each point within the beam, then the complex modulus is independent of y : $E^*(y,N) = E^*(N)$. This hypothesis is a raw approximation. In fact, the damage is strongly dependant on the strain amplitude. Knowing the value of the strain amplitude is nil in the neutral fibre and maximum at the boundary fibres ($\varepsilon_{0\text{max}}$) of the beam, it becomes obvious that this hypothesis is not correct. However, it is always considered in the classical analyses of fatigue beam tests (H. Di Benedetto & J.-F. Corté, 2004).

In the case of uniform damage hypothesis, equation (10.9) can be simplified in equation (10.11) and becomes equation (10.12) when introducing the classical area moment of inertia: $I_0 = \frac{2 \cdot b \cdot h_{\text{max}}^3}{3}$.

$$M(N) = |E^*(N)| \cdot 2b \cdot \frac{\varepsilon_{0\text{max}}}{h_{\text{max}}} \int_0^{h_{\text{max}}} y^2 \cdot dy \quad (10.11)$$

$$M(N) = I_0 \cdot |E^*(N)| \cdot \left[\frac{\varepsilon_{0\text{max}}}{h_{\text{max}}} \right] \quad (10.12)$$

Then, the unique considered value of the damage at cycle N called $D_{\text{exp}}(N)$ is obtained in equation (10.13).

$$D_{\text{exp}}(N) = \frac{M(0)-M(N)}{M(0)} = \frac{P(0)-P(N)}{P(0)} = \frac{|E_0^*| - |E^*(N)|}{|E_0^*|} \quad (10.13)$$

Although equation (10.13) is widely used, it does not account for the fact that the damage within the specimen is non-uniform. Equation (10.13) is a raw approximation. D_{exp} is directly obtained from the relative difference of the load (or moment) amplitude. In fact, this

experimental value corresponds to an average of the damage values existing in the different points of the beam.

A more rational and correct approach is presented in the next section.

10.3.5.2 Beam with non-uniform damage: $D_g(\varepsilon_0, N)$ given by Equation (10.3)

Considering the maximum global damage $D_{gmax}(N) = D_g(\varepsilon_{0max}, N)$ existing in the beam at the boundary fiber (Figure 10.2) and the evolution of the global damage as expressed by equation (10.3), equation (10.14), giving the damage at cycle N for a strain amplitude ε_0 can be obtained.

$$D_g(\varepsilon_0, N) = D_{gmax}(N) \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_{0max}} \right)^\alpha \quad (10.14)$$

Knowing that the strain within the beam in the central span is the same at a distance y from the neutral fiber (same strain given by Equation (10.4)) $D_g(\varepsilon_0, N)$ can be written $D_g(y, N)$ (Equation (10.15))

$$D_g(\varepsilon_0, N) = D_g(y, N) = D_{gmax}(N) \cdot \left(\frac{y}{h_{max}} \right)^\alpha \quad (10.15)$$

Introducing this value in equation (10.9) gives Equation (10.16).

$$M(N) - M_0 = -2bE_0 \int_0^{h_{max}} D_{gmax}(N) \cdot \left(\frac{y}{h_{max}} \right)^\alpha \cdot \varepsilon(y) \cdot y \cdot dy \quad (10.16)$$

where,

$$M_0 = 2bE_0 \int_0^{h_{max}} \varepsilon(y) \cdot y \cdot dy \quad (10.17)$$

After integration and reorganisation, it comes equation (10.18), then equation (10.19) giving $D_{exp}(N)$ during a 4PB test.

$$M_0 - M(N) = \left[\frac{3}{3 + \alpha} \right] \cdot E_0 \cdot I \cdot D_{gmax}(N) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{0max}}{h_{max}} \right) \quad (10.18)$$

$$D_{\text{exp}}(N) = \frac{M_0 - M(N)}{M_0} = \left[\frac{3}{3 + \alpha} \right] \cdot D_{\text{gmax}}(N) \quad (10.19)$$

According to the definition of $\varepsilon_{0\text{ho}}$ as shown in Figure 10.3, Equation (10.20) can be written.

$$D_g(\varepsilon_{0\text{ho}}, N) = D_{\text{exp_4PB}}(N) = \left[\frac{3}{3 + \alpha} \right] \cdot D_{\text{gmax}}(N) \quad (10.20)$$

The value of $D_g(\varepsilon_{0\text{ho}}, N)$ is related to a strain amplitude value $\varepsilon_{0\text{ho}}$ which occurs at a distance h_{ho} from the neutral axis and $D_{\text{gmax}}(N)$ is the damage at the distance h_{max} (boundary fibers of the beam) from this axis where the strain amplitude is $\varepsilon_{0\text{max}}$. Considering the global damage evolution equation (10.3) leading to Equation (10.14) and Equation (10.20), the value of $\varepsilon_{0\text{ho}}$ is given by Equation (10.21).

$$\varepsilon_{0\text{ho}} = \varepsilon_{0\text{max}} \cdot \left(\frac{3}{3 + \alpha} \right)^{1/\alpha} \quad (10.21)$$

Referring to the Navier-Bernoulli's principle (equation (10.4)), the distance h_{ho} , where the strain amplitude is $\varepsilon_{0\text{ho}}$, is given by Equation (10.22).

$$h_{\text{ho}} = h_{\text{max}} \cdot \left(\frac{3}{3 + \alpha} \right)^{1/\alpha} \quad (10.22)$$

Finally, by setting Δ equal to the ratio between $\varepsilon_{0\text{ho}}$ and $\varepsilon_{0\text{max}}$, Equation (10.21) can be written as Equation (10.23).

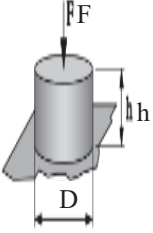
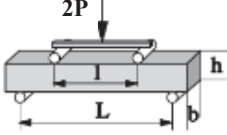
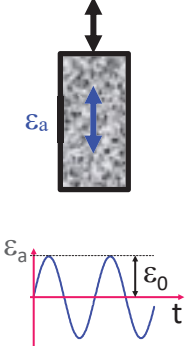
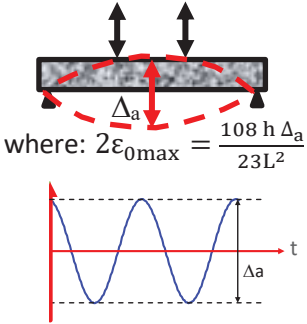
$$\Delta = \frac{\varepsilon_{0\text{ho}}}{\varepsilon_{0\text{max}}} = \left(\frac{3}{3 + \alpha} \right)^{1/\alpha} \quad (10.23)$$

To summarise, if the global damage expressed in equation (10.3) is verified experimentally, it is possible to obtain the global damage fatigue curves from a 4PB test campaign. The 4PB experimental curves (experimental fatigue curves) should describe the same curves as the one from TC test performed at $\varepsilon_0 = \varepsilon_{0\text{ho}}$ (given by Equation (10.21)) and not at $\varepsilon_{0\text{max}}$ as classically done. This result is of noticeable importance as it also gives the link between TC and 4PB tests. An experimental check of these theoretical developments is proposed in the next sections.

10.4 Experimental program

In order to evaluate the relevance of the method proposed to estimate the evolution of the global damage (D_g) of the material from a non-uniform test (4PB test), a test program was conducted on a given high modulus asphalt concrete (HMAC). Tableau 10.1 presents the general characteristics of the selected TC and 4PB tests. For the TC test, it is underlined that the strain values were measured in the central part of the specimen, where the stress and strain states are uniform, as systematically done at ETS and ENTPE laboratories. The beam deflection (Δ_a) is measured on its top surface not too close from the loading clamps.

Tableau 10.1 Summary of experimental parameters for the fatigue tests

	Tension-Compression [TC test]	4-point bending [4PB test]
Specimen geometry		
	h : 150 mm D : 75mm	l : 119 mm ; L : 357 mm b : 63 mm ; h : 50 mm
Loading mode illustration		 <p>where: $2\varepsilon_{0\max} = \frac{108 h \Delta_a}{23 L^2}$</p>
Test standard	ETS/ENTPE	Modified EN 12697-24
Failure criterion	Classical criterion based on 50% initial stiffness loss: $N_{f50\%}$	
Test temperatures	10 °C	
Frequency of testing	10 Hz	

The fatigue tests were performed in a thermal chamber at constant temperature (10 °C) under sinusoidal cyclic loading at 10 Hz. Three series of three specimens were tested in 4PB ($\epsilon_{0\max}$: 185, 245 and 295 $\mu\text{m/m}$) while 10 specimens were tested in TC with strain amplitudes (ϵ_0) ranging from 128 to 177 $\mu\text{m/m}$. Tableau 10.2 gives the names of the specimens tested and the amplitude of strain imposed during the test.

Tableau 10.2 List of tested specimens and amplitude of strain imposed during the test

TC test (10 °C; 10 Hz)		4PB test (10 °C; 10 Hz)	
Specimen	ϵ_0 ($\mu\text{m/m}$)	Specimen	$\epsilon_{0\max}$ ($\mu\text{m/m}$)
PL05-A3	128	SL16-106	185
PL05-A4	159	SL16-107	185
PL05-B1	158	SL17-108	185
PL05-B2	159	SL16-101	245
PL05-B3	154	SL17-202	245
PL05-C1	128	SL17-206	245
PL05-C3	140	SL16-109	295
PLS01-A2	143	SL17-209	295
PLS01-A3	156	SL17-210	295
PLS01-C2	177		

The tested HMAC mix type is used either as a base or a surface course. In cold regions like Canada, HMAC is made with a high performance polymer-modified bitumen grade (PG 88-28). The properties of the binder are presented in Tableau 10.3.

Tableau 10.3 Binder Properties (PG 88-28)

Test	Standard or test method	Value
Specific gravity at 25 °C (---)	AASHTO T228	1.016
Penetration at 25 °C (10^{-1} mm)	ASTM D5	40
Viscosity at 135 °C (Pa.s)	AASHTO T316	4.465
Viscosity at 165 °C (Pa.s)	AASHTO T316	0.813
Ring & Ball temperature (°C)	LC 25-003	98.0
Elastic recovery at 10 °C (%)	LC 25-005	65

The used aggregates were limestone-based with a dense gradation curve. The characteristics of the mix are presented in Tableau 10.4.

Tableau 10.4 Mix properties of HMAC14 prepared in laboratory
(Bitumen PG 88-28)

Granular mix	Grading	Sieve (mm)	Passing (%)
		20	100
		14	98
		10	82
		5	53
		2.5	46
		1.25	35
		0.630	27
		0.315	21
		0.160	17
		0.080	13.5
	GNM: Nominal max. aggregate size (mm)		14
Bulk Specific Gravity (---)		2.682	
Asphalt mix	Binder Content (% mass of mix)		4.4
	Maximum Specific Gravity, G_{mm} (---)		2.568
	SGC ⁽¹⁾	10 gyrations	$V_a^{(2)}$: 12.5%
		100 gyrations	V_a : 4.5%
		200 gyrations	V_a : 3.8%
⁽¹⁾ Superpave gyratory compactor ⁽²⁾ Air void content			

The tested mix was mixed and compacted in the laboratory. After compaction of the slabs (125×400×600 mm³) using a French wheel compactor according to European standard EN 12697-33, the specimens were either cored (TC tests) or sawn (4PB tests). Four (4) slabs were produced for this research program (PL05, PLS01, SL16 and SL-17).

For each specimen, air void content was measured using hydrostatic weighing (LC 26-320 Quebec test method). The air void content of all specimens was between 2% and 4%.

10.5 Test results analysis

10.5.1 Damage measured during TC tests: validation of Equation (10.3)

For all the fatigue tests performed in TC, the evolution of the global damage ($D_g = D_{exp}$) of the material with reference to the amplitude of the imposed strain (ϵ_0) can be calculated and plotted as shown in Figure 10.4. Referring to a numerical approach aiming to minimize the squared error between the measured experimental damage (D_{exp}) and the global damage (D_g) calculated from Equation (10.3), the parameters A , β and γ can be determined using the Excel solver. The constants of equation (10.3) giving the global damage are given in Equation (10.24).

$$A = 1.4 \cdot 10^{-6} ; \gamma = 0.206 ; \alpha = 1.95 ; \beta = 9.5 \quad (10.24)$$

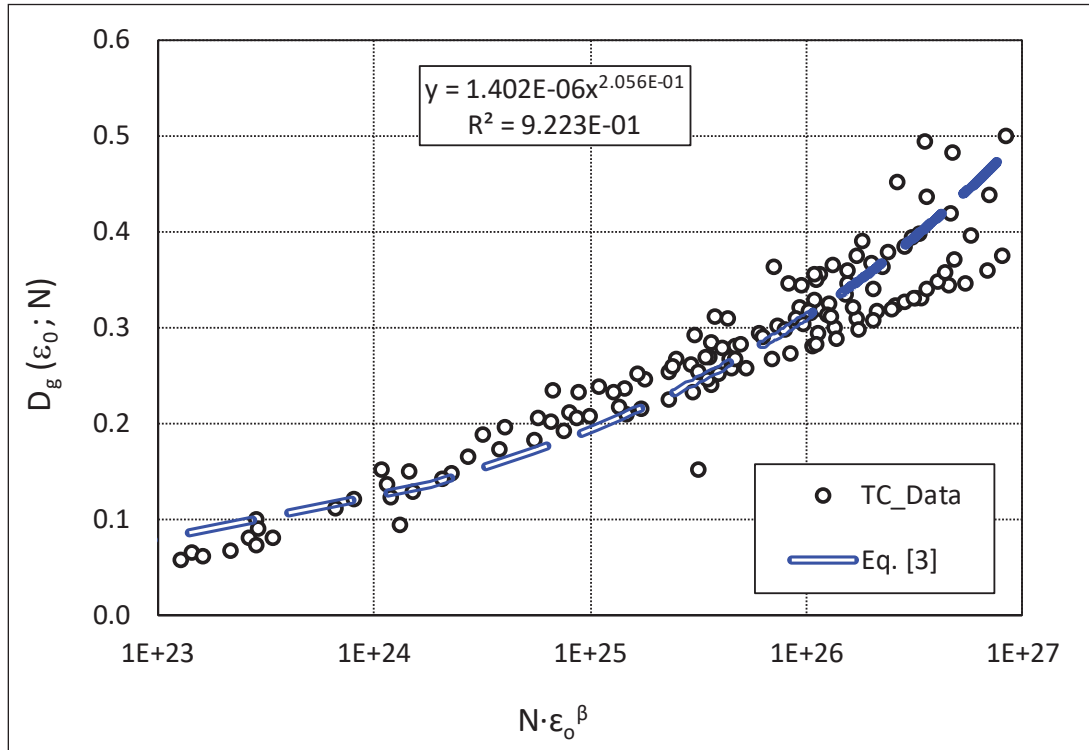


Figure 10.4 Damage (global damage, D_g) measured during the TC fatigue tests for various levels of imposed strain amplitudes (ϵ_0) plotted as a function of the variable $N\epsilon_0^\beta$

10.5.2 Comparison between the evolution of the damage measured in TC and in 4PB for comparable values of ε_{0ho}

Equation (10.21), gives the value of the amplitude of the strain within the beam (ε_{0ho}) that corresponds to the one that will give the same global damage during a TC test. Considering the obtained value for α (1.95 in Equation (10.24)), the ratio between ε_{0ho} and ε_{0max} is equal to 77.4% (Equation (10.25)) for the tested mix.

$$\Delta = \frac{\varepsilon_{0ho}}{\varepsilon_{0max}} = 0.774 \quad (10.25)$$

Reviewing the maximum strain amplitudes (ε_{0max}) imposed for the 4PB tests and obtained ε_{0ho} (Tableau 10.5), ε_{0ho} values of SL16-106 and SL16-107 specimens are 143 $\mu\text{m/m}$, which is directly comparable to those of the TC tests of specimens PL05-C3 ($\varepsilon_0 = 140\mu\text{m/m}$) and PLS01-A2 ($\varepsilon_0 = 143\mu\text{m/m}$).

Figure 10.5 shows that the evolution of the measured damage (D_{exp}) during these four tests is quite similar and confirms the relevance and consistency of the proposed approach.

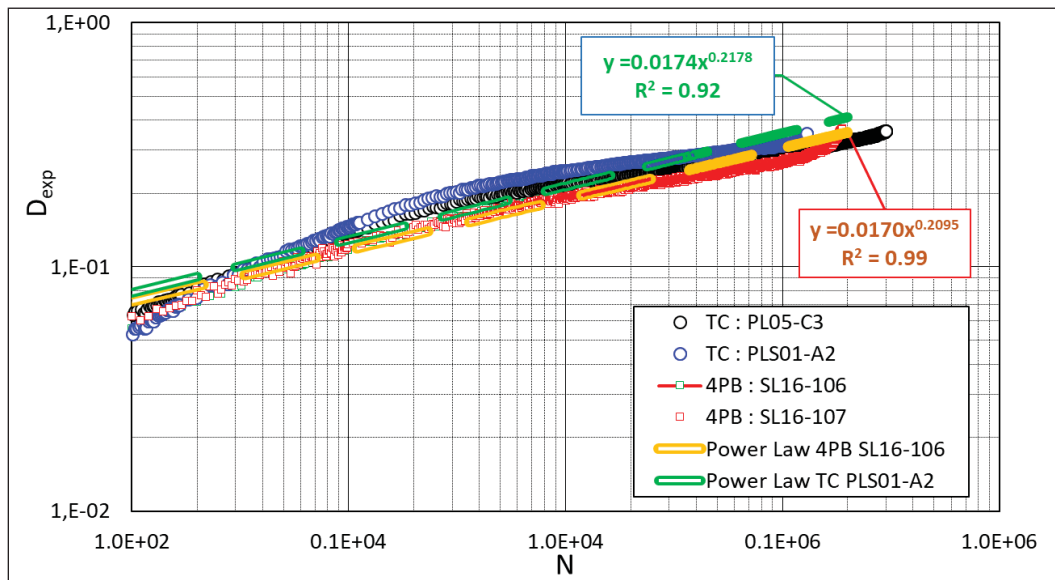


Figure 10.5 Evolution of the measured damage (D_{exp}) for specimens tested in TC: PL05-C3 ($\varepsilon_0 = 140\mu\text{m/m}$) and PLS01-A2 ($\varepsilon_0 = 143\mu\text{m/m}$) and specimens tested in 4PB: SL16-106 and SL16-107 having ε_{0ho} values of 143 $\mu\text{m/m}$ (i.e. $\varepsilon_{0max} = 185\mu\text{m/m}$)

Figure 10.5 also confirms the good repeatability of the tests as the results for the couple of tests of each type of test are well superimposed.

10.5.3 Fatigue life

10.5.3.1 Wöhler's law

In this section it is checked whether the method allowing to obtain similar fatigue curves when considering ε_{0ho} instead of ε_{0max} for the analysis of 4PB tests, can also be applied to obtain the Wöhler's fatigue line. The 4PB tests are then analysed considering ε_{0ho} (equation (10.21) or (10.25)) as reference strain in place of ε_{0max} . Fatigue Wöhler's law is generally written considering equation (10.26) or equation (10.27). The considered failure criterion in this work is the classical $N_f = N_{f50\%}$: Number of cycles for 50% reduction of stiffness (Corte, 1997 ; French design manual, 1997).

$$N_f = N_{f1} \cdot \varepsilon_0^{-a_2} \quad (10.26)$$

$$N_f = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_6}\right)^{1/b} = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_6}\right)^{-a_2} \quad (10.27)$$

where, a_2 and N_{f1} are respectively the slope and the intercept of the Wöhler's line in the Log N_f – Log ε_0 plan while $-b$ is the slope in the Log ε_0 - Log N_f plan and ε_6 the strain amplitude giving a fatigue life of 1 million cycles. These two series of coefficients are mathematically linked: a_2 equals $-1/b$ and N_{f1} equals $10^6 \cdot \varepsilon_6^{a_2}$.

Depending on the performed tests (4PB or TC), the constants of equations (10.26) and (10.27) are specified with indices "TC" or "4PB". For example, Equation (10.27) is written as Equation (10.28) or (10.29).

$$N_{f_4PB}(\varepsilon_0) = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_{6_4PB}}\right)^{-a_{2_4PB}} \quad (10.28)$$

$$N_{f_TC}(\varepsilon_0) = 10^6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_{6_TC}}\right)^{-a_{2_TC}} \quad (10.29)$$

The proposed theoretical development indicates that the fatigue life (N_f) established in the 4PB test performed at $\varepsilon_0 = \varepsilon_{0\max}$ should be the same as that established during a TC test at $\varepsilon_0 = \varepsilon_{0ho}$. Therefore, the two constants a_{2_4PB} and a_{2_TC} giving the slopes in a Log-Log plot, should be equal (Equation (10.30)) and ε_6 values should respect Equation (10.31).

$$a_{2_4PB} = a_{2_TC} \quad (10.30)$$

$$\varepsilon_{6_4PB} = \frac{\varepsilon_{6_TC}}{\Delta} \quad (10.31)$$

10.5.3.2 Fatigue lives from 4PB and TC tests

The Wöhler's curves for the two types of performed fatigue tests considering the classical failure criterion $N_{f50\%}$, are presented in Figure 10.6. Tableau 10.5 summarizes the values obtained during the test campaign.

Tableau 10.5 Fatigue lives from classical criterion ($N_{f50\%}$)
for TC and 4PB tests

TC test (10 °C ; 10 Hz)			4PB test (10 °C ; 10 Hz)			
Specimen (#)	ε_0 ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f50\%}$ (Cycles)	Specimen (#)	$\varepsilon_{0\max}$ ($\mu\text{m/m}$)	ε_{0ho} ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f50\%}$ (Cycles)
PL05-A3	128	2,857,211	SL16-106	185	143	2,250,000
PL05-A4	159	538,111	SL16-107	185	143	2,516,500
PL05-B1	158	808,589	SL16-109	185	143	733,500
PL05-B2	159	1,915,540	SL16-101	245	190	708,000
PL05-B3	154	322,786	SL17-202	245	190	470,500
PL05-C1	128	1,024,040	SL17-206	245	190	175,500
PL05-C3	140	4,004,060	SL16-108	295	228	108,500
PLS01-A2	143	1,499,732	SL17-209	295	228	94,000
PLS01-A3	156	1,156,705	SL17-210	295	228	51,500
PLS01-C2	177	147,193				

In Figure 10.6, the classical Wöhler's lines for the two types of test and the corrected line for 4PB tests considering ε_{6ho} are plotted. It is observed that the two classical lines are very

different, while the corrected 4PB line is very close to the TC line. This observation is in accordance with the theoretical development proposed in this paper.

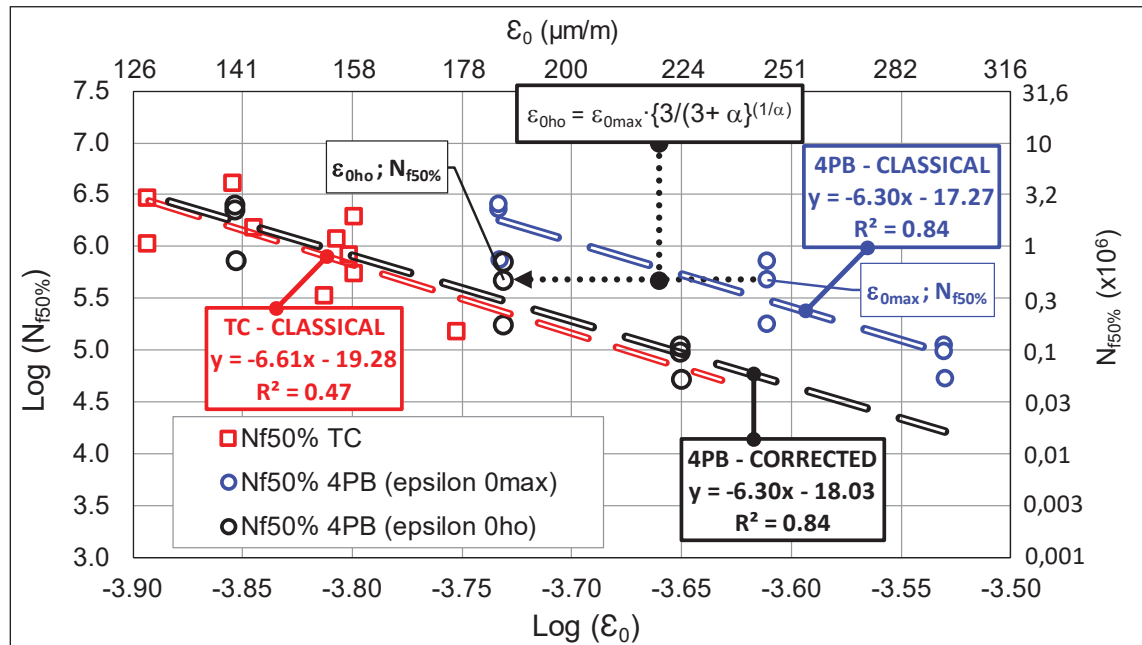


Figure 10.6 Fatigue curves from classical criterion ($N_{f50\%}$) for TC and 4PB tests and corrected curve for 4PB tests considering ϵ_{0ho} (Eq. (10.25))

Tableau 10.6 Classical Wöhler's law parameters for TC and 4PB tests

Type of test		TC	4PB
Parameters			
Number of tested specimens (n)		10	9
N_{f1}		5.222E-20	5.420E-18
a_2		6.61	6.30
ϵ_6 (μm/m)		149	203
ϵ_6 corrected (ϵ_{6ho}) (μm/m)		n/a	157
R^2		0.467	0.838
$S_{\log(N_f)}$		0.435	0.609
Factor ⁽¹⁾		0.774	0.430
SN_f ⁽²⁾		0.337	0.261
Lower and upper limits of ϵ_6 values	$\epsilon_6^{\text{lower}}$ (μm/m)	133	184
	$\epsilon_6^{\text{upper}}$ (μm/m)	168	223
⁽¹⁾ Factor = $\sqrt{\frac{(1-R^2) \times (n-1)}{(n-2)}}$		⁽²⁾ $SN_f = S_{\log(N_f)} \cdot \text{factor}$	

The constants of the Wöhler's curve equation (equations (10.26) and (10.27)) are given in Tableau 10.6. In this table the lower and upper limits for ε_6 considering 95% of probability according to NF EN 12697-24 standard, are also indicated.

The results in Tableau 10.6 clearly show that the classical ε_6 values are very different between the two types of tests ($\varepsilon_{6_4TC} = 149\mu\text{m/m}$ for TC tests versus $\varepsilon_{6_4PB} = 203\mu\text{m/m}$ for 4PB tests). Considering that the fatigue lines are established in a Log-Log domain, the difference is considerable. It gives a fatigue life ratio between 6 to 7 between TC and 4PB tests. For example, supposing an imposed strain amplitude of $125\mu\text{m/m}$ in a road structure, the fatigue life calculated from TC and 4PB tests for the same asphalt mix are 3.3×10^6 and 21×10^6 ESALs, respectively. It is clear that the design of pavement structures in terms of its fatigue resistance will give discordant solutions depending on the type of used fatigue test if a unique approach is applied (Perraton et al., 2019b).

10.5.3.3 Validation of the relation between the fatigue law coefficients obtained from TC and 4PB tests

The slope coefficient a_2 is $a_{2_TC} = 6.61$ (resp. $a_{2_4PB} = 6.30$) for TC tests (resp. 4PB tests) (cf. Tableau 10.6). These two values are close and can be considered as statistically identical. Tableau 10.7 gives the classical and corrected values of ε_6 for 4PB tests. The corrected value is calculated with equation (10.32).

$$\varepsilon_{6_4PB\text{correct}} = \Delta \cdot \varepsilon_{6_4PB} \quad (10.32)$$

Where Δ is given equation (10.25).

Figure 10.7 shows the different values obtained for ε_6 including the confidence intervals as given in NF EN 12697-24 standard.

Tableau 10.7 Classical and corrected ε_6 values for the two types of fatigue tests (Classical fatigue criterion: $N_{f50\%}$)

		ε_6 ($\mu\text{m/m}$) ⁽¹⁾ Eq. (10.31)		
		Lower	Average	Upper
TC	Classical	133	149	168
	Corrected	Uniform test: no correction needed		
4PB	Classical	184	203	223
	Corrected (Eq.32)	142 ⁽¹⁾	157 ⁽¹⁾	172 ⁽¹⁾
⁽¹⁾ $\Delta = 0.774$ [Eq. (10.25)]				

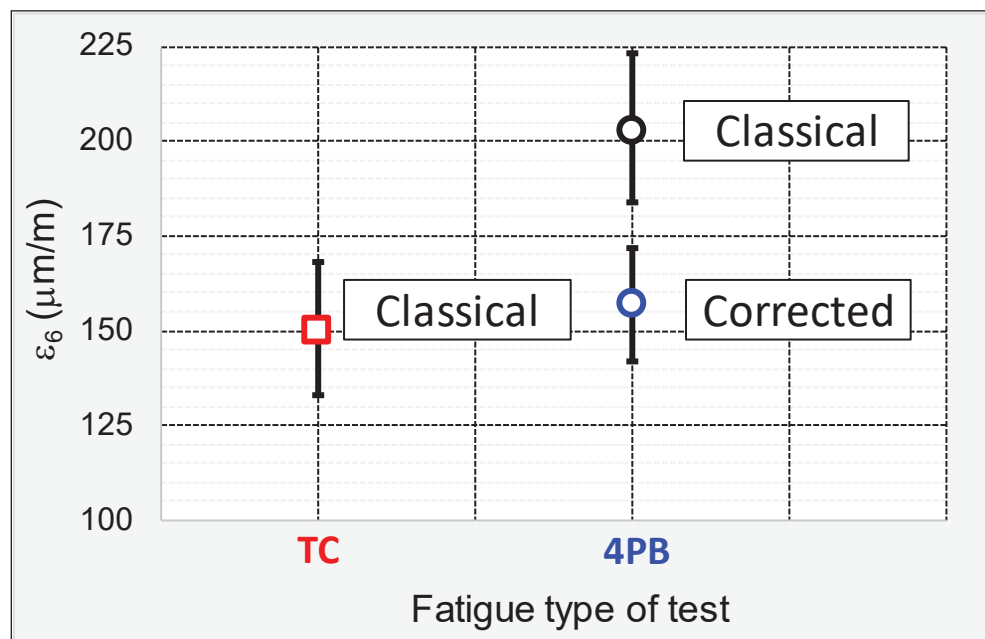


Figure 10.7 Graphical representation of the differences between the classical values and the corrected values for the two types of fatigue tests considered

The experimental checking indicates that the TC fatigue line and the corrected 4PB fatigue line considering the developments presented in the paper are statistically identical. It is another important output from this research as fatigue life from one type of test can be obtained from the other type of test. This conclusion validated by the presented experimental campaign deserves to be confirmed with a wider set of data.

10.6 Conclusions

In this paper, new theoretical developments are proposed to analyse in a rational way the 4PB fatigue tests that are non-uniform.

A first important conclusion concerns the global fatigue curves of 4PB tests: modulus or stiffness decrease (or global damage evolution) as a function of the number of cycles. These curves are identical to the TC tests fatigue curves when analyzed considering the strain ε_{0h0} (Eq. 23) instead of ε_{0max} (Figure 10.3). It should be underlined that these curves include true fatigue and biased effects for the two types of test.

The second important conclusion is an extension of the validity of the first conclusion to the fatigue lives (Wöhler's lines). The two coefficients a_2 and ε_6 , of the fatigue line of TC and 4PB tests seems also linked by equations (10.30) and (10.31), respectively.

The presented experimental campaign considering TC and 4PB tests on a Canadian high modulus asphalt concrete (HMAC) validates the two conclusions. It is clear that these new results should be confirmed by other experimental campaigns including different types of asphalt mixes.

10.7 Appendix

This appendix proposes a justification for the use of simplified equation (10.9).

Considering i) the Navier-Bernoulli's principle, (i.e. the plane surfaces remain plane), ii) the linear elastic beam theory and, iii) the correspondence between isotropic elastic and viscoelastic linear bodies, the moment in the central part of the 4PB beam should be written in the complex form given in Equation (10.33).

$$M^*(N) = 2b \int_0^{h_{max}} \varepsilon^*(y) \cdot E^*(y, N) \cdot y \cdot dy \quad (10.33)$$

Where :

- $\varepsilon^*(y)$ is the complex expression of the strain value at a distance y from the neutral axis in the central part of the beam. As the test is displacement controlled: $\varepsilon(y, t) = \varepsilon_0(y) \sin(\omega t) =$

$\varepsilon_{0\max} \cdot y / h_{\max} \cdot \sin(\omega t)$. Then $\varepsilon^*(y)$ is real when choosing correctly the time origin and equation (10.34) can be written

$$\varepsilon^*(y) = \varepsilon_{0\max} \cdot y / h_{\max} \quad (10.34)$$

- $M^*(N)$ is the complex expression of the moment at cycle N in the central part of the beam: $M^*(N) = P^*(N) \cdot (L - l)/2$, with notation of Tableau 10.1, where $P^*(N)$ is the complex form of the sinusoidal measured signal of the load at cycle N . If $M(N)$ is the moment amplitude at cycle N and φ_{expN} the phase lag between applied displacement and measured force, which is an experimental measure, equation (10.35) can be written.

$$M^*(N) = M(N) \cdot e^{j\varphi_{expN}} \quad (10.35)$$

- $E^*(y, N)$ is the complex modulus of the mix at a distance y from the neutral axis and at cycle N , in the central part of the beam:

$$E^*(y, N) = D_g(y, N) \cdot E_0 \cdot e^{j(\varphi_{expN} + \Delta\varphi(y, N))} \quad (10.36)$$

With $\varphi_{expN} + \Delta\varphi(y, N)$ being the phase lag of the complex modulus at a distance y and at cycle N . E_0 is the norm of the initial complex modulus (also called dynamic modulus): $E_0 = |E^*(y, 0)|$ and $D_g(y, N) \cdot E_0 = |E^*(y, N)|$.

- In equation (10.33), one can notice that $\varepsilon^*(y) \cdot E^*(y, N)$ is the complex value of the stress $\sigma^*(y, N)$ at a distance y and at cycle N in the central part of the beam.

Considering equations (10.34) to (10.36), equation (10.33) can be written as equation (10.37).

$$M^*(N) = 2b \cdot \frac{\varepsilon_{0\max}}{h_{\max}} \int_0^{h_{\max}} |E^*(y, N)| \cdot e^{j(\varphi_{expN} + \Delta\varphi(y, N))} \cdot y^2 \cdot dy \quad (10.37)$$

In equation (10.37) it is possible to simplify both side by $e^{j(\varphi_{expN})}$, resulting in equation (10.38).

$$M(N) = 2b \cdot \frac{\varepsilon_{0\max}}{h_{\max}} \int_0^{h_{\max}} |E^*(y, N)| \cdot e^{j(\Delta\varphi(y, N))} \cdot y^2 \cdot dy \quad (10.38)$$

As $M(N)$ is real the imaginary part of right term of equation (10.38) is nil giving equations (10.39) and (10.40) when expressing real and imaginary parts.

$$M(N) = 2b \cdot \frac{\varepsilon_{0\max}}{h_{\max}} \int_0^{h_{\max}} |E^*(y, N)| \cdot \cos(\Delta\varphi(y, N)) \cdot y^2 \cdot dy \quad (10.39)$$

$$0 = 2b \cdot \frac{\varepsilon_{0\max}}{h_{\max}} \int_0^{h_{\max}} |E^*(y, N)| \cdot \sin(\Delta\varphi(y, N)) \cdot y^2 \cdot dy \quad (10.40)$$

During uniform TC fatigue test a global phase lag increase is observed between stress and strain signals. However, the phase lag change obtained during experimental campaign with TC tests (Ashayer Soltani, 1998a; Hassan Baaj, 2002b; National Academies of Sciences & Medicine, 2010; Tapsoba, 2012) is always lower than 20° . Then $\Delta\varphi(y, N)$ can be expected between -10° and $+10^\circ$. As $\cos(x)=\cos(-x)$, an upper value of $M(N)$ is given in in equation (10.41).

$$M(N) < 2b \cdot \cos(10^\circ) \cdot \frac{\varepsilon_{0\max}}{h_{\max}} \int_0^{h_{\max}} |E^*(y, N)| \cdot y^2 \cdot dy \quad (10.41)$$

The value of $\cos(10^\circ)$ is 0.985 resulting in a relative error of less that $(1-0.985)*100=1.5\%$ (and probably less than 1% in most of the fatigue tests) when considering simplified equation (10.9) instead of equation (10.33), which takes into account the phase lag difference at different distances from the neutral axis. This very small error can be neglected regarding the scattering observed during fatigue tests.

The developments presented above explains why simplified equation (10.9) was chosen and is considered in this paper.

10.8 Résultats additionnels

Dans cette section, nous proposons de vérifier si la méthode proposée pour corréler les résultats de fatigue obtenus pour les essais TC (10 °C ; 10 Hz) et 4PB (10°C ; 10 Hz) selon le critère classique $N_{f50\%}$ demeure valide pour d'autres critères de rupture ($N_{f\text{ II/III}}$) et à d'autres températures ($\theta = 20\text{ °C}$).

10.8.1 Validation de la méthode de corrélation pour le critère $N_{f\text{ II/III}}$

Dans ce paragraphe, la même démarche précédemment appliquée aux résultats des essais TC (10 °C ; 10 Hz) et 4PB (10°C ; 10 Hz) selon le critère classique $N_{f50\%}$, est appliquée à ceux des essais TC (10 °C ; 10 Hz) et 4PB (10°C ; 10 Hz) selon le critère $N_{f\text{ II/III}}$. Pour l'essai TC, les résultats de fatigue utilisés sont ceux présentés dans le Chapitre 8. Le Tableau 10.8 résume les valeurs de durée de vie ($N_{f\text{ II/III}}$) pour ces essais.

Tableau 10.8 Résultats des durées de vie en fatigue ($N_{f\text{ II/III}}$)
pour les essais TC et 4PB

TC test (10 °C ; 10 Hz)			4PB test (10 °C ; 10 Hz) $\Delta = 0.756$			
Specimen (#)	ϵ_0 ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f\text{ II/III}}$ (Cycles)	Specimen (#)	$\epsilon_{0\text{max}}$ ($\mu\text{m/m}$)	$\epsilon_{0\text{ho}}$ ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f\text{ II/III}}$ (Cycles)
PL6-A1	98	24,657,586	SL16-106	185	140	2,107,000
PL19-B3	129	7,649,504	SL16-107	185	140	1,444,500
PL19-B4	148	1,185,077	SL16-109	185	140	539,000
PL19-C1	148	742,497	SL16-101	245	185	126,000
PL19-B2	149	8,935,635	SL17-202	245	185	410,000
PL22-B4	178	745,659	SL17-206	245	185	116,500
PL19-A3	178	311,671	SL16-108	295	223	70,500
PL22-A1	179	78,710	SL17-209	295	223	34,500
PL22-C4	181	244,581	SL17-210	295	223	22,500
PL19-A2	183	208,323				
PL20-D1	201	62,149				

La valeur de Δ a été calculée selon les résultats de la modélisation présentée dans le paragraphe 8.7.2 du Chapitre 8 pour $\theta = 11.3\text{ }^{\circ}\text{C}$, donnant : $A = 1.5 \cdot 10^{-4}$; $\gamma = 0.128$; $\alpha = 1.209$; $\beta = 9.48$. Ainsi, en utilisant l'équation 10.25, on obtient $\Delta = 0.756$.

Les courbes de Wöhler pour les deux types d'essais de fatigue réalisés en tenant compte du critère de rupture $N_{f\text{ II/III}}$ sont présentées dans la Figure 10.8.

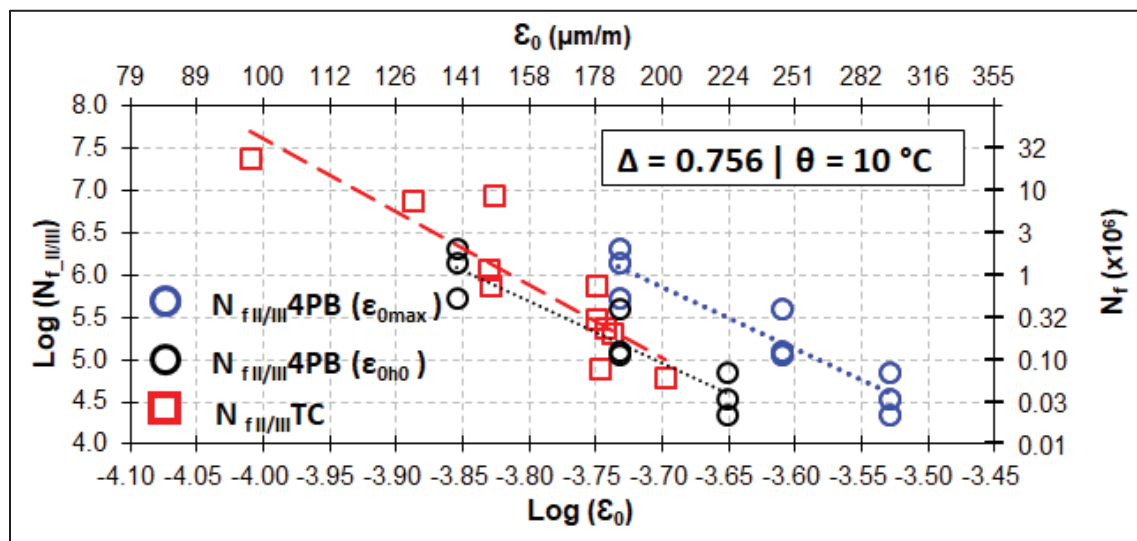


Figure 10.8 Courbes de fatigue à partir du critère $N_{f\text{ II/III}}$ pour les essais TC et 4PB et courbe corrigée pour les essais 4PB en tenant compte de $\epsilon_{0\text{ho}}$ (Eq. (10.25))

La Figure 10.8 montre que les courbes de Wöhler selon $N_{f\text{ II/III}}$ diffèrent significativement. Cependant, après application de la correction aux résultats des essais 4PB, la courbe de Wöhler obtenue se rapproche beaucoup de celle de l'essai TC. Cette observation est en accord avec le développement théorique proposé précédemment dans ce chapitre. On peut ainsi conclure que la méthode proposée peut être appliquée à différents critères de fatigue.

10.8.2 Validation de la méthode de corrélation pour $\theta = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$

À l'instar du paragraphe précédent, la validité de la méthode de corrélation est vérifiée pour les résultats de fatigue obtenus pour les essais TC ($20\text{ }^{\circ}\text{C}$; 10 Hz) et 4PB ($20\text{ }^{\circ}\text{C}$; 10 Hz) selon

le critère $N_{f50\%}$. Le Tableau 10.9 présente le sommaire des valeurs de durée de vie ($N_{f50\%}$) pour ces essais.

La valeur de Δ a été calculée en se basant sur les résultats de la modélisation présentée dans le paragraphe 8.7.2 du Chapitre 8 pour $\theta = 21.0\text{ }^{\circ}\text{C}$, donnant : $A = 4.7 \cdot 10^{-7}$; $\gamma = 0.071$; $\alpha = 0.677$; $\beta = 9.48$. Ainsi, selon l'équation 10.25, on trouve que $\Delta = 0.741$.

Tableau 10.9 Résultats des durées de vie en fatigue ($N_{f50\%}$) pour les essais TC et 4PB à $\theta = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$

TC test (20 °C ; 10 Hz)			4PB test (20 °C ; 10 Hz) $\Delta = 0.741$			
Specimen (#)	ϵ_0 ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f50\%}$ (Cycles)	Specimen (#)	$\epsilon_{0\text{max}}$ ($\mu\text{m/m}$)	$\epsilon_{0\text{ho}}$ ($\mu\text{m/m}$)	$N_{f50\%}$ (Cycles)
PL26B2	182	2,092,844	SL16-111	185	137	6,188,500
PL26B3	246	187,436	SL17-204	185	137	5,541,000
PL25A1	248	1,340,729	SL17-205	185	137	2,746,500
PL25B3	248	109,469	SL16-110	245	182	1,000,500
PL26B4	263	500,000	SL17-208	245	182	2,708,000
PL25B2	305	102,888	SL16-102	245	182	1,068,000
PL26B1	308	87,608	SL16-104	295	219	554,000
			SL17-201	295	219	446,500
			SL17-203	295	219	516,500

Les courbes de Wöhler pour les deux types d'essais de fatigue réalisés en tenant compte du critère de rupture classique $N_{f50\%}$ sont présentées à la Figure 10.9.

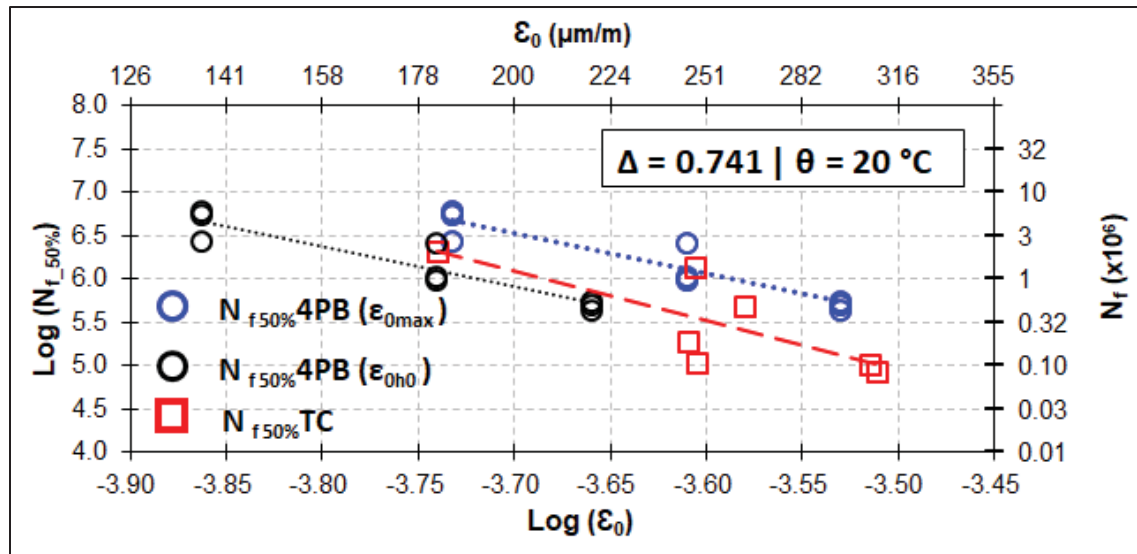


Figure 10.9 Courbes de fatigue à partir du critère classique ($N_{f50\%}$) pour les essais TC et 4PB et courbe corrigée pour les essais 4PB en tenant compte de ϵ_{0h0} (Eq. (10.25))

La Figure 10.9 montre aussi que les droites de Wöhler classiques sont très différentes. Toutefois, en appliquant la correction pour les résultats de l'essai 4PB, on obtient une droite de Wöhler très proche de celle de l'essai TC. On peut ainsi conclure que la méthode proposée peut être appliquée à différentes températures.

CONCLUSIONS

L'objectif central de cette thèse était de concevoir une méthode d'analyse efficiente des résultats de fatigue, permettant de maîtriser ou d'atténuer les divergences constatées dans les valeurs des paramètres de la courbe Wöhler obtenus à partir de différents types d'essais. Spécifiquement, les essais TC, 2PB et 4PB, largement adoptés à l'échelle internationale, et faisant office d'essais de référence dans les méthodes de dimensionnement pour caractériser la loi de fatigue des enrobés bitumineux. Dans ce contexte, un projet de recherche et de développement coopératif (RDC 2) a été structuré en collaboration avec le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG), l'entreprise Eurovia et le Laboratoire des Chaussées et des Matériaux Bitumineux (LCMB).

Cette thèse a été subdivisée en trois parties : 1- la partie 1 visait à définir la notion de rupture en fatigue, permettant ainsi le choix judicieux du critère de rupture ; 2- la partie 2 s'est focalisée sur l'impact des conditions de l'essai de fatigue, spécifiquement la fréquence de sollicitation et la température, sur les résultats de fatigue ; 3- la partie 3 a été consacrée au développement d'une méthode de corrélation entre les résultats de fatigue. Tous les résultats de fatigue ont été interprétés selon le modèle phénoménologique de la droite de Wöhler, repris dans la majorité des méthodes M-E de dimensionnement pour représenter le comportement en fatigue de l'enrobé.

Pour ce faire, un programme expérimental exhaustif a été élaboré afin de caractériser le comportement de l'EME-14 à la fois dans le domaine viscoélastique linéaire et celui de fatigue. Les essais de TC ont été réalisés au LCMB à Montréal tandis que ceux de 2PB et 4PB ont été réalisés au centre de recherche d'Eurovia à Mérignac en France.

La Partie 1 de cette thèse a mis la lumière sur l'importance cruciale du choix judicieux du critère de rupture servant à la détermination des paramètres de la courbe de Wöhler. À cet effet, cinq critères de rupture ont été sélectionnés, à savoir : $N_{f50\%}$, N_{fE-N} , $N_{f\phi_{E-N}}$, $N_{fE-\phi_E}$, et $N_{fII/III}$. Ce dernier représente la moyenne des trois précédents. Un des résultats far de cette partie

concerne le critère $N_{f50\%}$ qui s'est avéré inadéquat pour représenter la rupture en fatigue indépendamment du type d'essai et des conditions d'essais. En effet, bien que le critère $N_{f50\%}$ ait fournis des résultats similaires aux autres critères pour l'essai TC à 10 °C et 10 Hz, il a engendré des divergences pour les essais 2PB et 4PB.

Par ailleurs, les critères de rupture N_{fE-N} , $N_{f\phi_E-N}$, $N_{fE-\phi_E}$, et $N_{fII/III}$ ont permis de construire des courbes Wöhler quasi superposées pour l'essai TC, ce qui contraste avec les résultats obtenus à partir de 2PB et 4PB. Il a donc été conclu que le critère $N_{fII/III}$ semble plus représentatif de la vraie rupture en fatigue du EME-14 par sa prise en compte simultanée de l'évolution plusieurs paramètres ($|E^*|$, ϕ_E et N). De plus, le choix de $N_{fII/III}$ comme critère de rupture a contribué à réduire les écarts observés entre les courbes de Wöhler issues des trois types d'essais. Plus spécifiquement, se référant au critère $N_{fII/III}$, les courbes Wöhler obtenues pour TC et 2PB, qui présentaient une disparité notable avec le critère $N_{f50\%}$, sont devenues superposées à 10°C et 25 Hz. Malheureusement, pour les courbes issues de TC et de 4PB à 10°C et 10 Hz, le recours au critère $N_{fII/III}$ n'a pas mené à une superposition complète de ces courbes bien qu'une atténuation importante des écarts a été constatée. Toutefois, ces écarts sont jugés statistiquement non significatifs.

En conclusion, la partie 1 préconise le choix du $N_{fII/III}$ comme critère de rupture permettant de reproduire fidèlement la rupture en fatigue du EME-14 indépendamment du type d'essai. De plus, le choix de ce critère a constitué un premier pas dans le processus de réduction des écarts entre les résultats de fatigue issus des trois familles d'essais sélectionnées à l'étude dans cette thèse.

La Partie 2 a évalué individuellement et de manière combinée l'effet de la fréquence de sollicitation et de la température sur la fatigue de l'EME-14, en se référant exclusivement à l'essai TC en mode contrôle de déformation.

En premier lieu, les résultats ont montré que la variation de la fréquence, dans le spectre expérimental testé, n'a eu aucun impact statistiquement significatif sur les paramètres de la

courbe de Wöhler. Ce constat conforte l'hypothèse adoptée dans la méthode française de dimensionnement relativement à l'impact de la fréquence sur le comportement en fatigue des enrobés bitumineux. En outre, il a été observé que le phénomène d'auto-échauffement affecte de manière significative la durée de vie en fatigue à mesure que la fréquence augmente. En particulier, une augmentation de 30 % dans les valeurs de N_f a été recensée pour les essais à 25 Hz en raison de ce phénomène.

En deuxième lieu, concernant l'effet de la température, plusieurs résultats marquants ont émergé, en particulier : 1- La réduction du module dynamique mesurée au début de l'essai (dans la phase I) augmente avec la température de l'essai. Ceci a une grande incidence sur la détermination de $N_{f50\%}$. En particulier, les résultats à 21,0°C mettent en évidence une variation importante de la valeur de $N_{f50\%}$ lorsqu'on considère deux intervalles de nombre de cycle différents pour déterminer $|E_0^*|$. Parallèlement, il a été observé que la durée de vie en fatigue était plus courte à des températures plus basses, vraisemblablement en raison de la rigidité accrue des échantillons de l'EME-14 ; 2- Les paramètres a_2 , ϵ_6 , et N_{f1} de la courbe de Wöhler indiquent que la température exerce une influence significative sur ϵ_6 , aucune influence statistique sur a_2 (pouvant être considéré comme constante, ce qui concorde avec les hypothèses utilisées dans la méthode M-E de dimensionnement) et aucun impact statistique sur N_{f1} en raison du large intervalle de confiance obtenu pour ce dernier ; 3- La valeur de « m » obtenue ($m = 0,58$) est proche de la valeur proposée dans la méthode FPD ($m = 0,5$). Cette valeur de 0,5 peut raisonnablement être considérée si aucune donnée expérimentale n'est disponible. À l'opposée, dans le cas de MEPDG, une évaluation précise du paramètre a_3 a été compromise à cause du large intervalle de confiance obtenu pour N_{f1} . Ainsi, en l'absence de résultats de fatigue à différentes températures, la valeur de a_3 peut être déduite de la méthode FPD en considérant $m = 0,5$, ce qui signifie que $a_3 = \frac{a_2}{2}$.

En troisième lieu, l'effet combiné de la fréquence et de la température sur le comportement en fatigue de l'EME-14 a été exploré moyennant une campagne expérimentale conçue pour valider le principe d'équivalence temps-température (PETT) du domaine viscoélastique linéaire (VEL) au domaine de la fatigue. Les facteurs de translation a_T obtenus dans le domaine

VEL ont été utilisés pour calculer les trois conditions de chargement équivalentes θ_{eqi}, f_{ri} (avec $f_{ri} = f_r \cdot a_T(\theta_{eqi})$) auxquelles les essais de fatigue ont été effectués. Les résultats ont montré que lorsque $|E^*|$ est tracé en fonction du temps équivalent $t_{eq} = t/a_T$, des courbes $(|E^*|-N)$ étroitement superposées sont obtenues pour les conditions de chargement équivalent (θ_{eqi}, f_{ri}) et la même amplitude de déformation. De plus, les différences de durée de vie en fatigue obtenues pour ces conditions (θ_{eqi}, f_{ri}) sont statistiquement non significatives. Ces observations indiquent que le PETT demeure valide dans le domaine de la fatigue. Par ailleurs, un essai de fatigue avec période de repos (FTRP) à trois conditions équivalentes différentes (θ_{eqi}, f_{ri}) a également été envisagé pour vérifier le PETT, à la fois pendant les périodes de chargement et de déchargement (repos). Les courbes de chargement et déchargement obtenues ont été superposées lorsque tracées en fonction du temps équivalent translaté (t_{st_eq}) , ce qui permet de valider le PETT même lorsque les effets biaisés sont prépondérants (c'est-à-dire au début de l'essai) de même durant les périodes de repos. Finalement, la validation du PETT en fatigue a permis de corroborer les tendances observées quant à l'effet de la fréquence et de la température sur la fatigue de l'EME-14.

La Partie 3 a proposé un nouveau développement théorique visant à fournir une analyse plus rationnelle des résultats des essais de fatigue 4PB. Une conclusion majeure de cette partie concerne les courbes de fatigue globales des essais 4PB, montrant une diminution du module ou de la rigidité (ou une évolution globale de l'endommagement) en fonction du nombre de cycles. Notamment, ces courbes sont identiques à celles des essais TC lorsqu'elles sont analysées en prenant en compte la déformation ε_{0h0} au lieu de ε_{0max} . Il est essentiel de noter que ces courbes intègrent à la fois les effets réels de la fatigue et les effets biaisés pour les deux types d'essais. Une seconde conclusion significative élargit la validité de la première conclusion aux durées de vie en fatigue (courbe de Wöhler). Les coefficients a_2 et ε_6 de la courbe de fatigue des essais TC et 4PB semblent également être liés par les équations (10.30) et (10.31), respectivement (Chapitre 10). Cette observation renforce la compréhension de la similarité entre les comportements de fatigue des essais TC et 4PB, offrant ainsi des perspectives prometteuses pour une interprétation cohérente et unifiée de ces essais non uniformes.

La méthode rationnelle de corrélation développée dans le cadre de cette recherche, en réduisant les écarts entre les paramètres de la courbe de Wöhler obtenus à partir de différents types d'essais, permet une harmonisation des conceptions de chaussées au sein des diverses approches mécaniste-empiriques (M-E) pour des matériaux et structures de chaussées identiques. Cette avancée répond à un défi persistant dans le domaine de la conception des infrastructures routières.

Grâce à cette méthode, les concepteurs de chaussées peuvent désormais adopter plus facilement les approches M-E tout en utilisant les normes d'essai de fatigue nationales, facilitant ainsi la transition des méthodes de conception empiriques traditionnelles. Par conséquent, les concepteurs ont la possibilité d'optimiser les épaisseurs des couches de chaussée, réduisant ainsi les coûts de construction et l'impact environnemental associé. En outre, ils peuvent introduire de nouveaux matériaux bitumineux, tels que les EME, et valoriser le recours aux techniques de conception innovantes, notamment les chaussées perpétuelles et les conceptions équilibrées. Ces innovations contribuent à la modernisation et à l'efficacité des pratiques dans l'industrie routière canadienne.

RECOMMANDATIONS

Suite aux conclusions préalablement énoncées, plusieurs points sont suggérés pour orienter les travaux de recherche futurs. Malgré les efforts déployés pour comprendre la variabilité des résultats de durée de vie de l'EME-14, la dispersion observée demeure un défi. Bien qu'une étude de variabilité ait été menée pour identifier les causes potentielles, aucune variable contrôlable n'a été identifiée comme cause, et il a été conclu que la dispersion est une caractéristique inhérente à l'EME-14, probablement en raison de sa formulation faible en bitume qui favorise la création de zone de fragilité dans les éprouvettes. Cependant, des précautions peuvent être envisagées dans les futurs travaux de recherche pour minimiser l'impact de cette dispersion :

- Augmentation du nombre d'éprouvettes requis pour construire une courbe de Wöhler, passant d'un minimum de 9 à 12 en veillant à couvrir un large éventail d'amplitudes de déformations. Cette démarche vise à réduire la largeur des intervalles de confiance des paramètres de la courbe de Wöhler, permettant ainsi des conclusions statistiquement significatives.
- Amélioration de la procédure expérimentale de l'essai TC en ajoutant un coulis de colle d'au moins 5 mm à la jonction cylindre-casque. Cette modification a pour objectif de limiter l'effet de la concentration de charge à cette jonction, favorisant ainsi une rupture des éprouvettes au milieu de celle-ci.
- Amélioration de la formulation de l'EME-14 en envisageant une augmentation du pourcentage de bitume.

Par ailleurs, la méthode de corrélation proposée dans cette thèse s'est basée sur une campagne expérimentale exclusive à l'EME-14. Il est évident que ces nouveaux résultats doivent être validés par d'autres campagnes expérimentales incluant différents types d'enrobés bitumineux et d'autres types d'essais. Cette approche permettrait une généralisation des conclusions et une meilleure compréhension des relations entre les différentes familles d'essais.

ANNEXE I

FICHES TECHNIQUES DES MATÉRIAUX

Tableau A I-1 Attestation de conformité du bitume Viaflex M

INFORMATIONS GÉNÉRALES		RECOMMANDATIONS - TEMPÉRATURE D'UTILISATION		
Distributeur et lieu d'entreposage et d'expédition Bitumar Inc. 3000 Broadway, Montréal, QC, H1B 5B4			Minimale	Maximale
		Entreposage	161	175
Fabricant et lieu de fabrication Bitumar Inc. 3000 Broadway, Montréal, QC, H1B 5B4				
		Malaxage	171	185
Classe de bitume Viaflex M	Nom commercial Viaflex M			
N° de lot 17VIAFLEXM-01	Date de fabrication 05/06/2017			
ESSAIS DE CARACTÉRISATION				
Date des essais de caractérisation		06/06/2017	MSCR (AASHTO T350)	
Masse volumique (g/cm³), à 25°C, AASHTO T228		1.016	Recouvrance d'élasticité à 3,2 kPa, R3,2 (%) à 70°C	106.7
Masse volumique (g/cm³), à 15°C, AASHTO T228		1.022		
Viscosité Brookfield (Pa-s), à 135°C, AASHTO T 316		4.465	Complaisance non recouvrable à 3,2 kPa, Jnr3,2 (kPa-1) à 70°C	-0.01
Viscosité Brookfield (Pa-s), à 165°C, AASHTO T 316		0.813		
Stabilité au stockage (°C), LC 25-003		0.3	Complaisance non recouvrable différentielle, Jnr diff (%) à 70°C	-64.8
TBA moyenne (°C)		98.0		
Recouvrance d'élasticité (%), à 10°C, LC 25-005		65	NOTES Ce produit doit être entreposé dans un réservoir vide ou contenant le même grade fournis par Bitumar Inc. Si ce n'est pas le cas, il est de votre responsabilité de prendre les mesures nécessaires pour confirmer la caractérisation du produit.	
Teneur en cendres (%)		0.2		
Variation de masse au RTFOT (%)		0.616		
Température élevée de caractérisation Te(°C)		103.2		
Température basse de caractérisation Tb(°C)		-31.6		
Module de rigidité So (60) (MPa)		92.4		
Pente de mo (60)		0.395		
Enrobé résiduel (%) (LC25-009)		N.A.		
ESSAIS DE CONTRÔLE				
Date des essais de contrôle		06/06/2017	Peu importe les recommandations du fournisseur, L'entrepreneur doit respecter les documents contractuels.	
G*/sin (δ), bitume d'origine à 88 °C (kPa)		2.84		
Température élevée de caractérisation Te(°C)		103.2		
Module de rigidité Sc (60) (MPa)		92.4		
Pente de mc (60)		0.395		
Recouvrance d'élasticité (%), à 10°C, LC 25-005		65		

ANNEXE II

MÉTHODE DES MOINDRES CARRÉS

La méthode des moindres carrés, une technique statistique essentielle, sert à comparer les données expérimentales (système discret) souvent sujettes à des imprécisions de mesure, à un modèle mathématique (système continu) destiné à les décrire. Cette méthode vise à minimiser l'impact des erreurs expérimentales en enrichissant le processus de mesure avec des informations supplémentaires.

Dans le cadre de ce projet, la méthode des moindres carrés a été appliquée aux résultats des essais de modules complexe et de fatigue. La fonction d'approximation temporelle pour cette application est exprimée comme suit :

$$Y(t) = a \sin (\omega t + \phi_E) \quad (\text{A II.1})$$

où Y représente la variable à transposer du système discret au système continu, pouvant signifier une contrainte de cisaillement ou une distorsion. Les paramètres de cette fonction comprennent a (l'amplitude du signal), ω (la pulsation), et ϕ_E (l'angle de phase).

La relation trigonométrique entre les variables est établie comme :

$$Y(t) = a (\sin(\omega t) \cos (\phi_E) + \cos(\omega t) \sin (\phi_E)) \quad (\text{A II.2})$$

En définissant $A = a \cos (\phi_E)$ et $B = a \sin (\phi_E)$, la fonction peut être réécrite comme :

$$Y(t) = A \sin (\omega t) + B \cos (\omega t) \quad (\text{A II.3})$$

Pour déterminer les valeurs optimales de A et B en utilisant la méthode des moindres carrés, on introduit une fonction de coût m définie comme la somme des carrés des écarts entre les valeurs mesurées et calculées :

$$m = \Sigma [A \sin (\omega t) + B \cos (\omega t) - Y]^2 \quad (\text{A II.4})$$

L'objectif est de minimiser m par rapport à A et B . Pour ce faire, on établit les équations dérivées partielles et on les résout pour A et B :

$$\partial m / \partial A = 0 \Rightarrow \Sigma [2 \sin (\omega t) (A \sin (\omega t) + B \cos (\omega t) - Y)] = 0 \quad (\text{A II.5})$$

et

$$\partial m / \partial B = 0 \Rightarrow \Sigma [2 \cos (\omega t) (A \sin (\omega t) + B \cos (\omega t) - Y)] = 0 \quad (\text{A II.6})$$

Ces équations sont ensuite résolues pour obtenir les valeurs optimales de A et B , qui minimisent l'écart entre les valeurs mesurées et calculées, fournissant ainsi une approximation précise des données expérimentales en utilisant la méthode des moindres carrés.

ANNEXE III

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE L'EME-14 DANS LE DOMAINE VISCOÉLASTIQUE LINÉAIRE

L'étude de l'EME-14 dans le domaine viscoélastique linéaire s'est déroulée en deux étapes :

- L'étude de linéarité, qui a pour objectif de déterminer la limite de linéarité de l'EME-14 à différentes conditions d'essai ;
- La détermination des paramètres du modèle 2S2P1D.

A III.1 Étude de linéarité de l'EME-14

L'étude de linéarité consiste à déterminer la valeur de la norme du module complexe en sollicitant le matériau progressivement à des niveaux de déformations variés (50, 75, 85, 100 μdef , etc.). La limite de linéarité du matériau est définie comme la déformation à laquelle la norme du module perd 5% de sa valeur initiale (valeur de la norme du module complexe à 50 μdef). En deçà de cette valeur de déformation limite, le module complexe est supposé indépendant du niveau de déformation appliqué à l'éprouvette.

L'étude de la linéarité du EME-14 a été conduite sur l'éprouvette PL18b B2 dans deux conditions d'essai distinctes, à savoir : (10°C, 10 Hz) et (10°C, 25 Hz). Les Figure A III-1 a) et b) présentent, respectivement, les résultats de linéarité de l'EME-14 pour chacune des conditions précitées.

Les résultats présentés dans les Figure A III-1 a) et b) révèlent une diminution progressive de la valeur de la norme du module complexe avec l'augmentation de la déformation appliquée à l'éprouvette. La pente de cette diminution semble être relativement uniforme jusqu'à ce qu'elle

atteigne un point où la valeur de la norme du module complexe normalisé passe sous le seuil de 0.95, indiquant ainsi que la limite de linéarité du matériau a été franchie. Cependant, il a été remarqué que la pente de cette diminution semble être légèrement plus accentuée à 10 Hz par rapport à 25 Hz, suggérant ainsi une réponse plus rigide du matériau à des fréquences plus élevées. Les limites de linéarité sont déterminées à 85 et 107 μdef pour 10 et 25 Hz, respectivement.

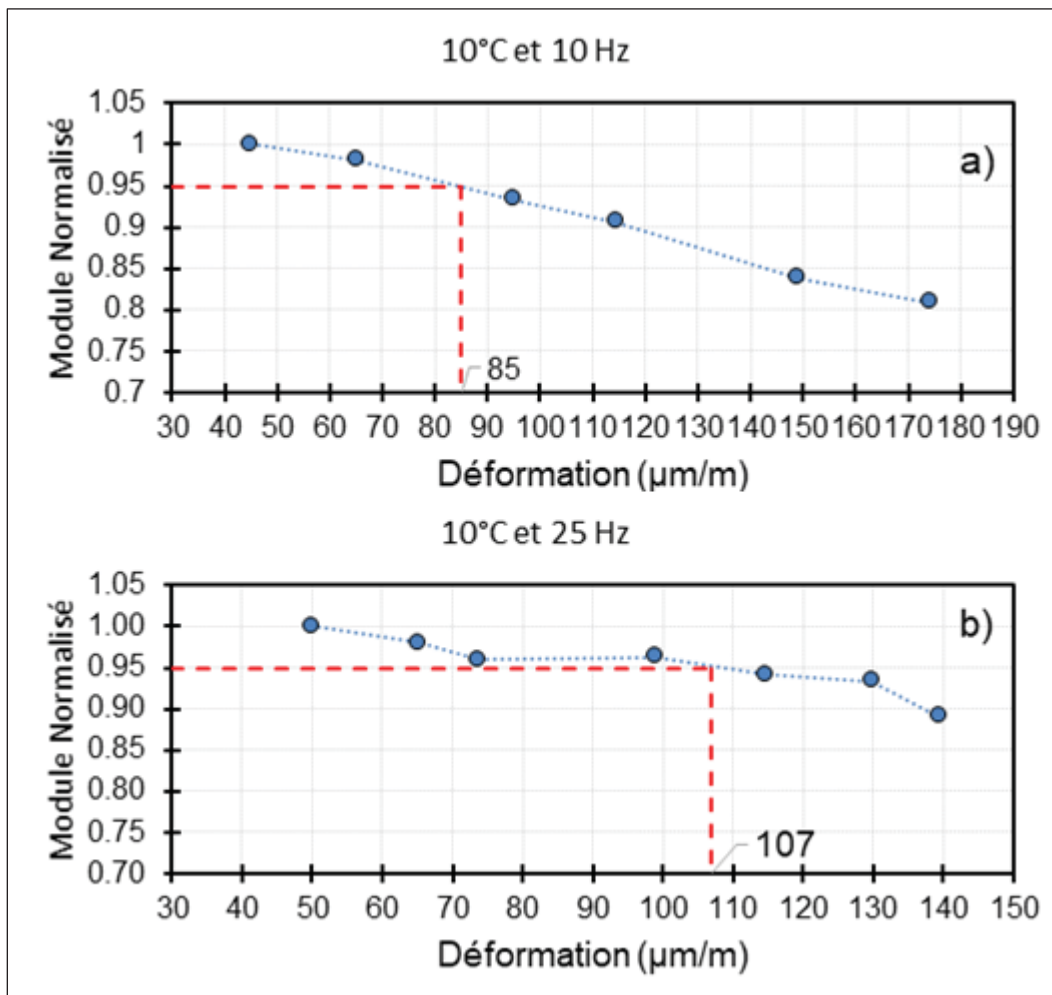


Figure A III-1 Résultats de linéarité pour l'éprouvette PL18b B2 à $\theta = 10^\circ\text{C}$:
a) $f_r = 10\text{ Hz}$, b) $f_r = 10\text{ Hz}$. La norme du module complexe est normalisée par rapport valeur de la norme du module complexe à 50 μdef

A III.2 Détermination des paramètres du modèle 2S2P1D

La description du Modèle 2S2P1D est présentée dans le Chapitre 2, § 2.5.3. Toutefois, il convient de rappeler l'expression du module complexe selon 2S2P1D, qui se présente sous la forme suivante :

$$E^*(i\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (\text{A III.1})$$

Où :

- i est le nombre complexe défini par $i^2 = -1$,
- ω est la pulsation $= 2\pi f$,
- k, h exposants tels que $0 < k < h < 1$,
- δ est une constante,
- E_0 est le module instantané du modèle obtenu lorsque $\omega\tau$ tend vers l'infini (pour les hautes fréquences et/ou les basses températures),
- E_{00} est le module obtenu lorsque $\omega\tau$ tend vers 0 (pour les basses fréquences et/ou les hautes températures),
- η est la viscosité newtonienne $\beta = \eta(E_0 - E_{00})$,
- τ constante de temps, dépendant de la température.

A III.3 Calibration du modèle 2S2P1D

La calibration du modèle 2S2P1D implique la détermination des 7 paramètres, à savoir E_{00} , E_0 , k , h , δ , β et τ , de manière à ce que le module complexe du modèle soit le plus proche possible de celui des données expérimentales, indépendamment de la fréquence, comme indiqué par Delaporte (2007). Par la suite, le paramètre τ (θ) est utilisé pour intégrer l'effet de la température. Il s'agit, en effet, du seul paramètre qui varie en fonction de la température. La Figure A III-1 schématise la fonction de chacun des paramètres du modèle 2S2P1D sur le module complexe représenté dans le plan de Cole-Cole.

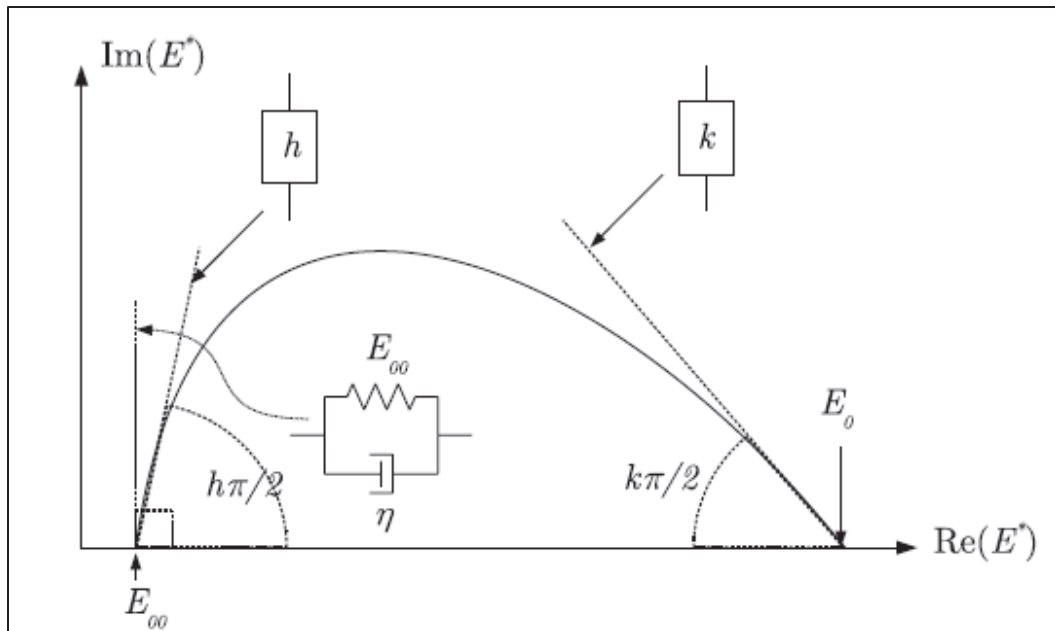


Figure A III-2 Fonction de chacun des paramètres du modèle 2S2P1D sur le module complexe représenté dans le plan de Cole-Cole
Tirée de Delaporte (2007, p. 188)

Les paramètres spécifiques sont calibrés comme suit :

- E_0 est calibré dans le plan Cole-Cole, représentant la valeur limite du module lorsque la fréquence tend vers l'infini.
- E_{00} est déterminé dans le domaine des basses fréquences, dans l'espace de Black. Il représente la valeur du module lorsque la fréquence tend vers 0. Dans le contexte des enrobés et des mastics bitumineux, E_{00} traduit la composante purement élastique du squelette granulaire.
- Les paramètres k , h et δ des éléments à fluage parabolique sont paramétrés dans le plan Cole-Cole, leur influence sur la courbe Cole-Cole étant illustrée dans la Figure A III-2.
- La constante β caractérise le comportement visqueux pur des bitumes aux basses fréquences. Elle est calibrée dans le diagramme de Black, ajustant ainsi l'allure de la courbe aux hautes températures.

- Le temps de relaxation τ est ajusté pour chaque isotherme θ . La loi WLF (Williams-Landel-Ferry) permet d'approximer l'évolution de τ en fonction de la température si l'applicabilité du modèle est validée. Dans cette condition, τ est calculé à l'aide des constantes C_1 et C_2 de la loi WLF par l'équation A III.2, où $\tau(\theta_{\text{ref}}) = \tau_0$.

$$\log\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right) = \log(a_T) \frac{-C_1(\theta - \theta_{\text{ref}})}{C_2 + \theta - \theta_{\text{ref}}} \quad (\text{A III.2})$$

A III.4 Résultats du modèle 2S2P1D

Les essais de modules complexe ont été réalisés conformément à la procédure expérimentale décrite dans le Chapitre 3, § 3.5.1. L'essai de module complexe a été réalisé pour les plaques : PL-01, PL-06, PL-18, PL-19 et PL-20. Les résultats ont été représentés dans le plan Cole-Cole (Figure A III-1 a)) et dans l'espace de Black (Figure A III-1 b)). Par la suite, les résultats obtenus ont servi pour la calibration des paramètres du modèle 2S2P1D (Tableau A III-1). La température de référence est choisie égale à 10°C.

D'après la Figure A III-3, on constate que les différents isothermes forment une courbe unique dans le plan de Black, ceci indique l'applicabilité du principe d'équivalence temps-température pour l'EME-14.

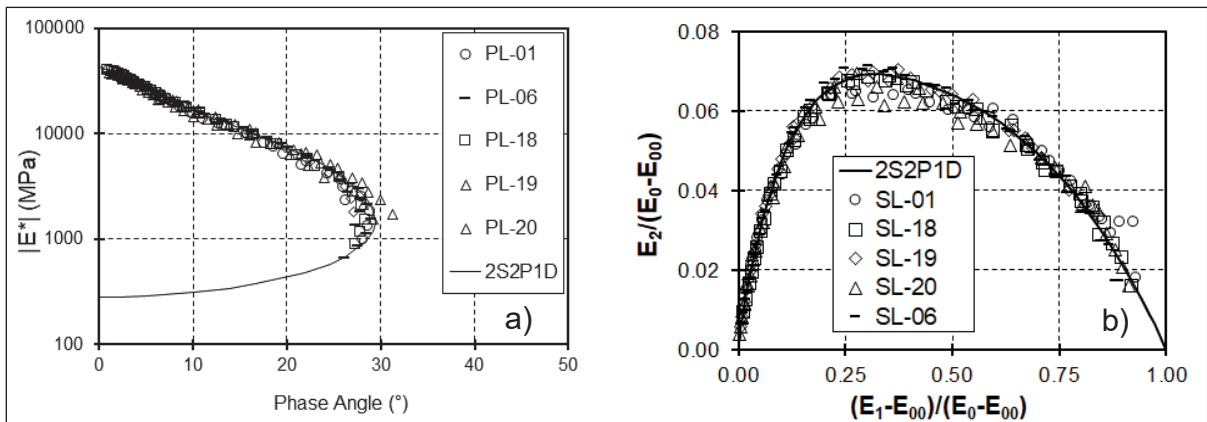


Figure A III-3 Représentation des résultats des essais de module complexe : a) dans l'espace de Black, b) dans le plan Cole-Cole

Les paramètres (k , h , δ , β) du modèle sont définis par le liant bitumineux et sont identiques pour les mélanges bitumineux qui dérivent de ce liant (Delaporte, 2007 ; Olard, 2003 ; Di Benedetto, 2004). Nos résultats expérimentaux corroborent cette tendance.

Tableau A III-1 Valeurs des paramètres du modèle 2S2P1D pour l'EME-14

	(#)	E_{00}	E_0	k	h	δ	τ_{0E}	τ	θ_{ref}	C_1	C_2
	Plaque	(MPa)	(MPa)				(s)		(°C)		
LOT 1	PL01	280	42000	0.15	0.455	2.35	0.7	1500	10	30.95	216.96
	PL18	280	42800	0.15	0.455	2.35	0.48	1500		26.98	194.26
	PL06	280	43000	0.15	0.455	2.35	0.16	1500		31.51	214.92
LOT 3	PL19	140	44300	0.15	0.455	2.35	0.3	1500	10	26.84	183.15
	PL20	180	41000	0.15	0.455	2.35	0.4	1500		27.28	195.62
	PL21	190	36500	0.15	0.455	2.35	1.15	1500		27.25	196.24

ANNEXE IV

ÉTUDE DE LA RÉPÉTABILITÉ DES ESSAIS DE FATIGUE

L'objectif de cette étude est d'analyser les origines de la variabilité observée dans les résultats de fatigue pour l'EME-14, un aspect crucial étant donné que cette variabilité peut significativement élargir les intervalles de confiance des paramètres des courbes de fatigue, compromettant ainsi la fiabilité des conclusions tirées des résultats. Cette variabilité peut découler de différents facteurs, classés en deux catégories : des facteurs contrôlables liés à la procédure expérimentale, et des facteurs non contrôlables tels que la distribution du réseau de vides dans les éprouvettes ou la présence de pathologies telles qu'un mauvais enrobage du matériau.

Dans cette étude, l'accent est mis sur les facteurs contrôlables, notamment : 1) la préparation des éprouvettes, 2) la durée de stockage des éprouvettes, et 3) l'homogénéité du champ de la déformation durant les essais de fatigue. En l'absence de corrélation évidente entre la variabilité des résultats de fatigue et les paramètres contrôlables, il est envisageable de considérer cette variabilité comme une caractéristique intrinsèque de l'EME-14.

L'étude de variabilité a été structurée en deux volets :

- 1- Volet #1 **variabilité intraplaque**, où les résultats de fatigue de la plaque PL22 obtenus à 10°C et 5 ou 10 Hz pour une déformation de 180 $\mu\text{m/m}$ sont comparés ;
- 2- Volet #2 **variabilités inter-plaques**, où, dans les mêmes conditions d'essai précédentes, les résultats de fatigue des plaques PLS1, PL18, PL19, PL20 et PL22 sont comparés.

Le Tableau A IV-1 résume le programme expérimental de cette étude.

Tableau A IV-1 Synthèse du programme expérimental de l'étude de variabilité

	Volet #1	Volet #2
	Variabilité intraplaque	Variabilité inter-plaque
Provenance de l'éprouvette	PL22	PLS1; PL18; PL19; PL20; PL22
Fr (Hz)	10 ; 5	10 ; 5
θ (°)	10	10
ε_0 ($\mu\text{m}/\text{m}$)	180	180
Nombre d'éprouvettes	6	13

A IV.1 Influence de la procédure de stockage et d'entreposage des éprouvettes

La durée de stockage des éprouvettes peut introduire des biais susceptibles d'affecter les résultats de fatigue, notamment en raison du vieillissement des éprouvettes suite à leur exposition à l'air. Un autre biais émane de la déformation des éprouvettes résultant du fluage sous leur propre poids. Pour mieux comprendre l'impact de la durée de stockage, la Figure A IV-1 expose la chronologie des essais réalisés dans le cadre de cette thèse. La Figure A IV-2 présente le laps de temps écoulé entre le carottage et le premier essai réalisé d'une plaque, ainsi que la durée totale pour tester toutes les éprouvettes de cette plaque.

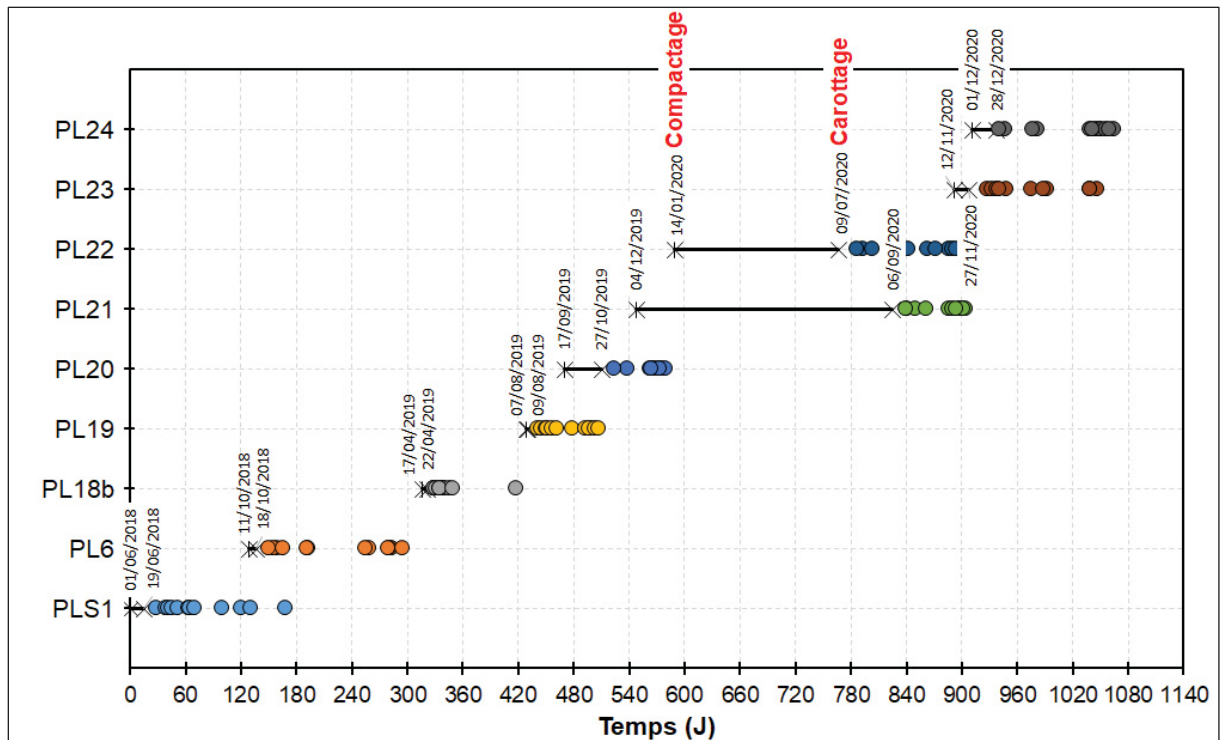


Figure A IV-1 Chronologie des essais de fatigue réalisé dans le cadre de cette thèse

La Figure A IV-1 et la Figure A IV-2 mettent en évidence une régularité dans les délais observés entre le compactage et le carottage, ainsi qu'entre le carottage et le premier essai de fatigue pour l'ensemble des plaques testées dans le cadre de ce projet. En moyenne, un délai d'environ 12 jours a été observé entre le compactage et le carottage, tandis qu'un délai inférieur à 20 jours a été observé entre le carottage et le premier essai de fatigue. Une exception notable concerne les plaques PL21 et PL22, pour lesquelles le délai d'attente entre le compactage et le carottage a dépassé les 8 mois. Cette prolongation du délai est attribuée à la pandémie de la Covid-19. Cependant, il convient de noter que ces plaques avaient été entreposées dans un socle en bois et couvertes par un tissu en plastique pour les isoler de l'environnement extérieur.

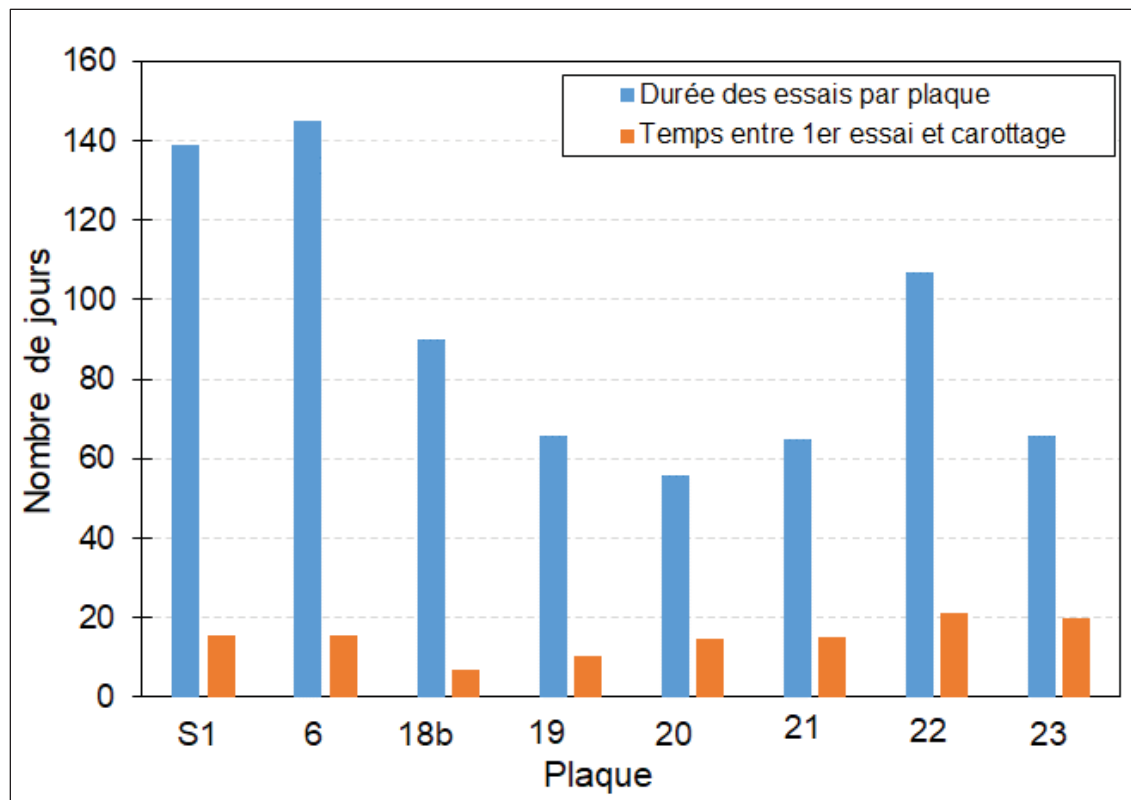


Figure A IV-2 Durée des essais de fatigue réalisé par plaque et temps écoulé entre le premier essai et le carottage pour l'ensemble du programme expérimentale cette thèse

La durée nécessaire pour tester toutes les éprouvettes d'une même plaque présente une variation allant de 2 mois à plus de 3 mois. Cette variation est due au fait que les éprouvettes sont testées à différents niveaux de déformation, ce qui entraîne des durées d'essai variables. De plus, le taux de réussite des essais de fatigue varie également d'une plaque à l'autre. Tous ces facteurs contribuent à l'absence de constance dans la durée totale des essais de fatigue par plaque.

Pour évaluer si la durée totale des essais par plaque peut influencer les résultats de fatigue, un protocole de vérification de la rigidité à 10°C et 10 Hz sous une déformation de 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ a été adopté. Ce protocole, appelé module complexe partiel (MCP), permet de déterminer la rigidité initiale de chaque éprouvette avant le début de l'essai de fatigue. Ce protocole a été mis en œuvre à partir de la plaque PL19.

La rigidité initiale de l'éprouvette peut servir comme indicateur de sa résistance en fatigue. En effet, il est bien établi que, pour les essais de fatigue en contrôle de la déformation, la durée de

vie en fatigue augmente lorsque la rigidité de l'éprouvette diminue. La Figure A IV-3 illustre l'évolution du MCP en fonction de la date de début de l'essai de fatigue.

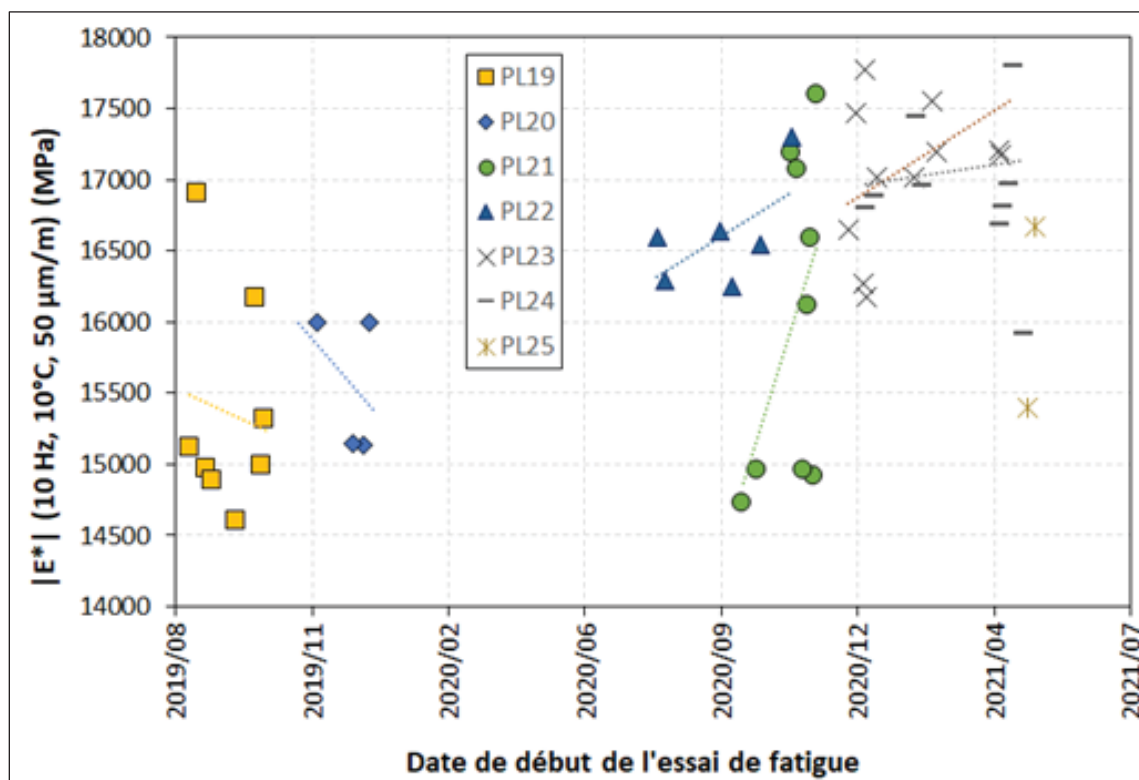


Figure A IV-3 Évolution du MCP en fonction de la date de début de l'essai de fatigue

La Figure A IV-3 ne montre pas de signes clairs de vieillissement des éprouvettes au fur et à mesure que la date de début de l'essai de fatigue augmente. En effet, bien que la valeur du MCP varie d'une éprouvette à l'autre, elle ne semble pas augmenter de manière significative entre les premières éprouvettes testées et celles testées à la fin. On ne peut donc conclure à l'occurrence d'un vieillissement des éprouvettes.

À la lumière de ces observations, aucun résultat ne suggère une forte altération des éprouvettes par vieillissement suite aux délais de stockage. De plus, aucun défaut géométrique n'a été relevé pour les éprouvettes après leur entreposage dans le banc de sable. Par conséquent, il est possible d'exclure la procédure de stockage et d'entreposage comme causes potentielles de la variabilité des résultats de fatigue.

A IV.2 Influence de la procédure de fabrication des éprouvettes

La fabrication des éprouvettes de cette thèse s'est déroulée intégralement au laboratoire du CTA à Brossard. À partir de la plaque PL18b, les étapes de production ont été réalisées par le même technicien, avec l'assistance du doctorant de l'ÉTS.

Le premier paramètre à vérifier après la fabrication d'une plaque d'EME est l'indice des vides. La Figure A IV-4 présente les valeurs de l'indice des vides pour les plaques fabriquées dans le cadre de ce projet.

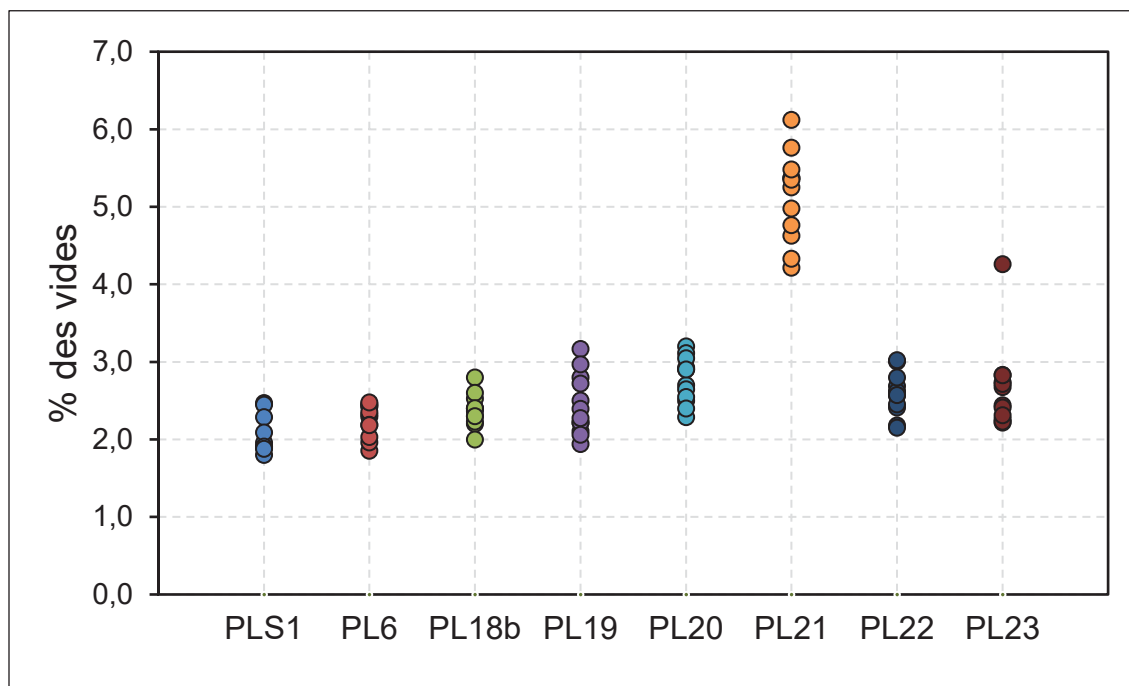


Figure A IV-4 Valeurs de l'indice des vides pour les plaques fabriquées dans le cadre du projet RDC-II

L'indice des vides cible pour l'EME-14 est de $3\% \pm 1$. Cette valeur a été respectée pour la majorité des éprouvettes, à l'exception de celles de la PL21. En effet, un problème de compactage est survenu lors de la fabrication de cette plaque. Par conséquent, les résultats de fatigue de cette dernière ont été exclus.

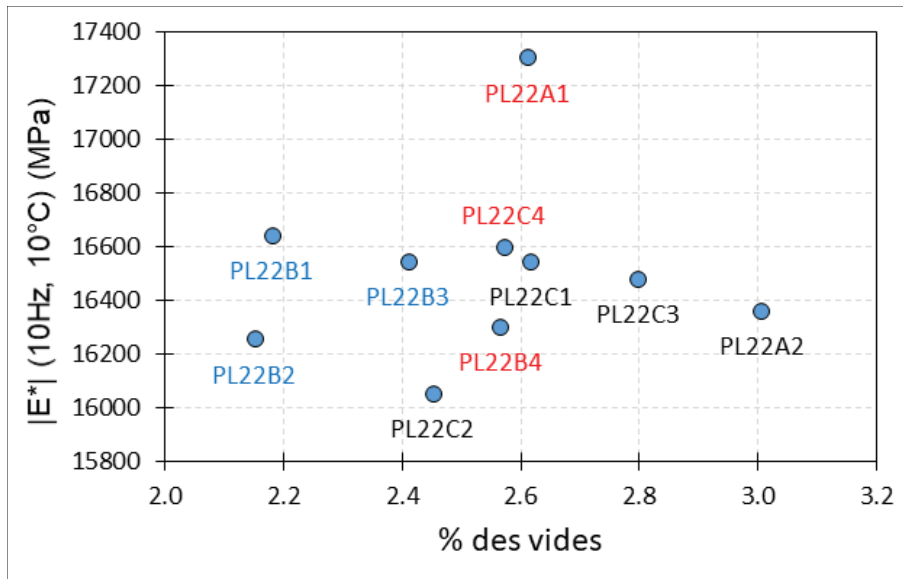


Figure A IV-5 Évolution du MCP pour la PL22 en fonction de l'indice des vides

Les résultats présentés dans la Figure A IV-5 expose une uniformité dans les valeurs du MCP entre les différentes éprouvettes de la PL22, à l'exception de l'éprouvette PL22A1 qui détient une valeur anormalement haute. De façon intéressante, cette même éprouvette a duré moins longtemps en fatigue. Ce qui corrobore les tendances trouvées dans la littérature.

Pour juger de la dispersion des résultats de fatigue intraplaque (Volet #1) et inter-plaque (Volet #2), on s'est référé au ratio de la valeur maximale à la valeur minimale de N_f comme indicateur de variabilité. Les résultats du Tableau A IV-2 et du Tableau A IV-3 montrent que la valeur du ratio augmente significativement lorsque la fréquence de sollicitation augmente pour les résultats du volet #1, tandis que la tendance opposée est observée pour les résultats du volet #2. De surcroît, une légère augmentation de ce ratio a été relevé entre le critère $N_{f50\%}$ et le N_f II/III.

Tableau A IV-3 Résultats de fatigue de l'étude de variabilité aux conditions
d'essai à 10°C et 5 Hz

Fr = 5 HZ	Éprouvette	Vides	Module dynamique		Durée de vie en fatigue	
T = 10°C	(#)	(%)	$E_0(10^\circ\text{C}; 10\text{ Hz})$	$ E^* (10^\circ\text{C}; 10\text{ Hz})$	$N_{f50\%}$	$N_{fII/III}$
Volet #1	PL22B1	2.2	12 777	16 637	1 510 227	1 508 558
	PL22B2	2.2	12 236	16 251	1 390 118	2 530 094
	PL22B3	2.4	12 495	16 539	1 450 172	984 182
	\bar{X}	2.2	12 502	16 476	1 450 172	1 674 278
S		0.1	270	200	60 055	786 167
$C_V^{(1)}$		6%	2%	1%	4%	47%
Ratio ⁽²⁾					1.1	2.6
Volet #2	PL22B1	2.2	12 777	16 637	1 510 227	1 508 558
	PL22B2	2.2	12 236	16 251	1 390 118	2 530 094
	PL22B3	2.4	12 495	16 539	1 450 172	984 182
	PLS1B1	2.0	13 830	--	92 751	92 751
	PLS1B1	1.8	14 312	--	153 306	71 297
	PL18C4	2.3	10 774	17 795	5 219 599	5 254 619
	PL20A2	2.9	11 985	16 000	190 936	140 851
\bar{X}		2.2	12 630	16 644	1 429 587	1 511 765
S		0.4	1 178	690	1 794 573	1 883 802
$C_V^{(1)}$		16%	9%	4%	126%	125%
Ratio ⁽²⁾					56.3	73.7
⁽¹⁾ Coefficient de variation C_V (%) = $(\bar{X}/S)*100\%$						
⁽²⁾ Ratio = N_{fmax}/N_{fmin}						

Un point saillant des résultats, bien qu'attendu, concerne la variabilité inter-plaque, qui est plus importante que celle intraplaque. Cette différence s'explique, en partie, par les variations de rigidité entre les éprouvettes où l'on constate que : plus la rigidité des éprouvettes est élevée, plus la durée de vie en fatigue diminue. Néanmoins, des exceptions peuvent se manifester comme entre la PL22B2 et PL22B3.

Dans la suite de cette étude, nous présentons les courbes d'évolutions du module normalisé et de la contrainte pour l'étude de variabilité intraplaque (Figure A IV-6).

L'évolution de la déformation de chaque extensomètre est présentée dans la Figure A IV-7.

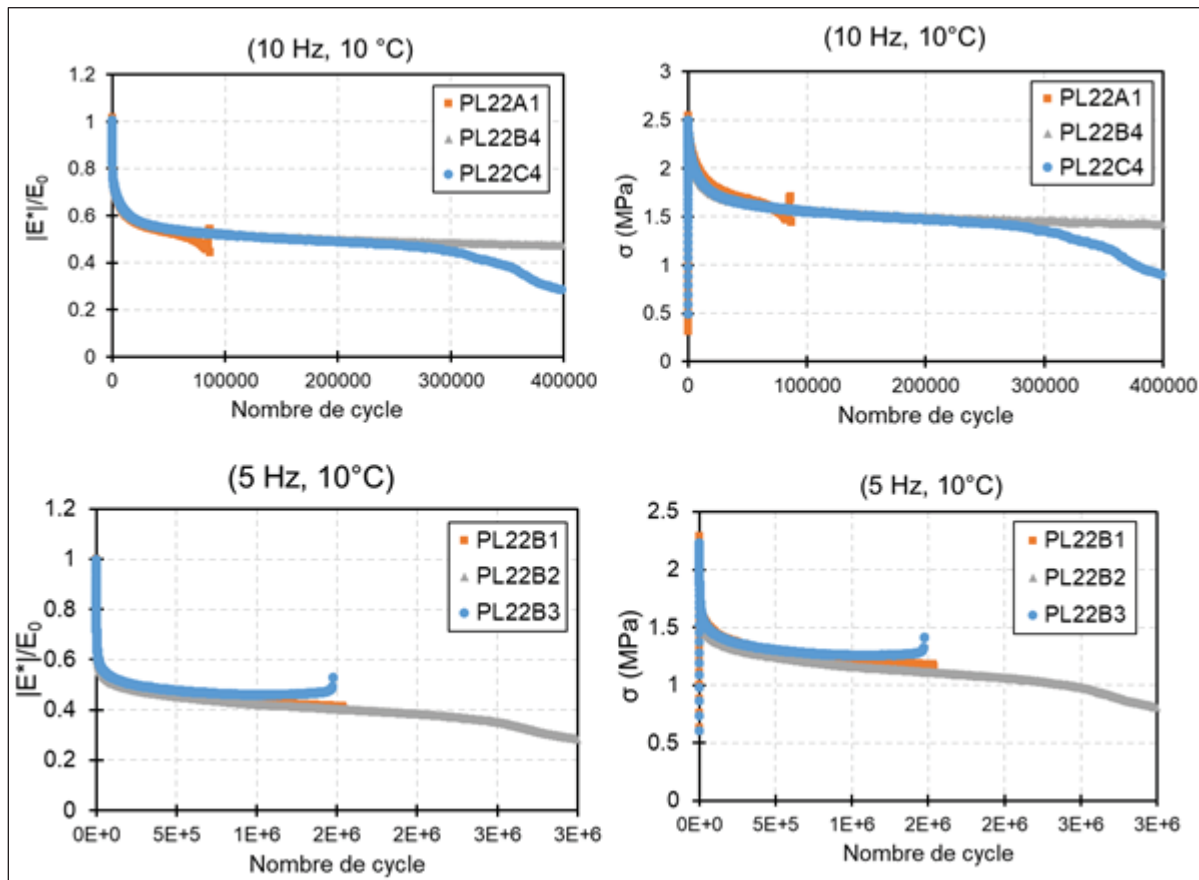


Figure A IV-6 Évolution du module normalisé et de la contrainte en fonctions du nombre de cycle pour l'étude de variabilité intraplaque

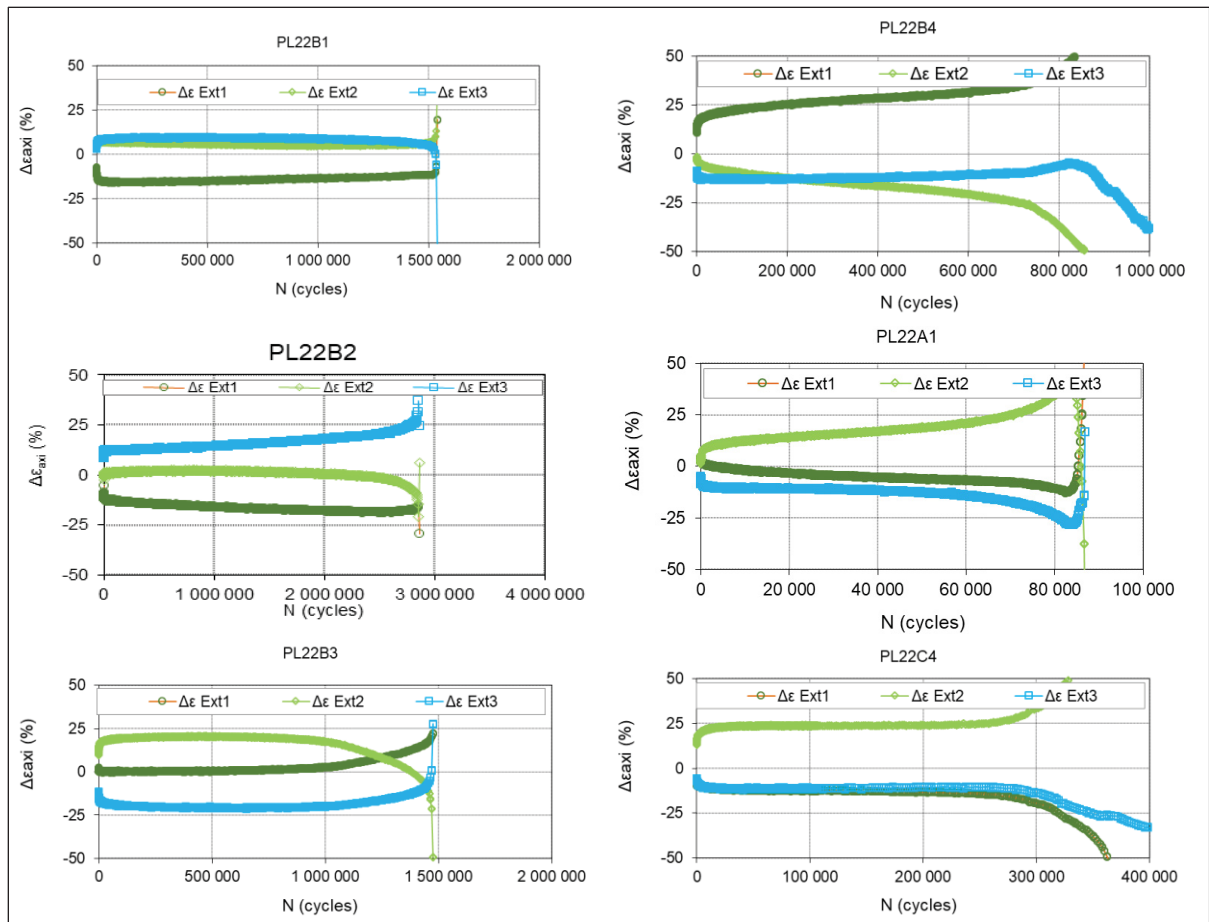


Figure A IV-7 Évolution de la déformation de chaque extensomètre

La Figure A IV-6 montrent une superposition des courbes du module normalisé et de la contrainte en fonction du nombre de cycle. La Figure A IV-7 montre aussi que les déformations des extensomètres demeurent dans la limite du $\pm 25\%$, ce qui permet de considérer le champ de déformation durant l'essai comme homogène. Par conséquent, il n'est pas clair pourquoi d'importants écarts de durée de vie sont observés, en particulier dans les conditions d'essai à 10°C et 10 Hz (PL22A1, PL22B4 et PL22C4).

A IV.4 Conclusions

Cette étude de variabilité visait à examiner si les écarts observés dans les durées de vie en fatigue étaient attribuables à des facteurs contrôlables liés à la fabrication des éprouvettes ou à

la procédure d'essai. Malgré l'observation d'une diminution de la durée de vie lorsque la rigidité de l'éprouvette augmentait, l'origine de cette différence de rigidité entre les éprouvettes demeure incertaine. De plus, aucun facteur contrôlable n'a été identifié comme responsable de la variation de la valeur de N_f . Ainsi, cette variabilité peut être considérée comme une caractéristique intrinsèque de l'EME-14.

ANNEXE V

APPLICATION DES STATISTIQUES AUX DONNÉES DES ESSAIS DE FATIGUE

Les statistiques jouent un rôle fondamental dans l'organisation, l'analyse et l'interprétation des informations quantitatives extraites des données. Elles se divisent en deux catégories principales : les statistiques descriptives, qui comprennent des méthodes pour organiser et synthétiser les informations inhérentes aux données, et les statistiques inférentielles, qui englobent des techniques permettant d'utiliser les informations d'un échantillon en vue de tirer des conclusions à propos de la population² dans son ensemble.

Dans le cadre de ce projet, une analyse statistique minutieuse a été menée afin de comparer différentes courbes de fatigue, résultant de diverses conditions de chargement, méthodes de fatigue et essais en laboratoire. Ce chapitre a pour objet de fournir le contexte statistique requis pour discerner le test statistique le plus pertinent selon l'hypothèse de départ, en vue de la comparaison des données. La sélection adéquate du test est cruciale pour assurer l'intégrité et la rigueur de l'analyse, permettant ainsi des conclusions fiables et robustes.

A V.1 Régression linéaire simple

La régression linéaire simple décrit une relation entre deux variables. Dans ce contexte, le terme "simple" fait allusion à l'analyse de deux variables uniquement, et le qualificatif "linéaire" évoque la relation entre ces variables, qui se manifeste sous la forme d'une ligne droite. Une de ces deux variables est généralement considérée comme dépendante et l'autre comme indépendante. Dans une expérience, l'étude de la variable dépendante permet

² Une population est un groupe de mesures au sujet duquel un chercheur souhaite tirer des conclusions ; un échantillon est un sous-ensemble de toutes les mesures de la population et il est généralement aléatoire. Si la population est très petite, il peut être raisonnable de considérer l'ensemble de la population comme l'échantillon (échantillon=population). Une variable est une caractéristique de la mesure unique.

d'examiner si et comment elle varie en fonction des modifications apportées à la variable indépendante (Tahan , 2021 ; Maggiore, 2014).

Dans le domaine de la fatigue, les données sont fréquemment constituées de paires de données expérimentales où la variable indépendante représente le niveau de déformation (ε) appliqué, et la variable dépendante est le nombre de cycles jusqu'à la rupture (N_f). La relation la plus élémentaire entre ces deux variables peut être exprimée par une régression linéaire simple, formulée mathématiquement comme suit :

$$Y_i = a + b \times X_i \quad (\text{A V.1})$$

Où Y_i est la variable dépendante, X_i la variable indépendante, et a et b sont des paramètres de population symbolisant respectivement l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite.

Il est important de souligner que les données de fatigue peuvent présenter une variabilité significative. La régression linéaire permet alors de tracer ces données sous forme d'un nuage de points, puis de déterminer la "ligne de meilleur ajustement." Cette dernière est obtenue en utilisant la méthode des moindres carrés, qui vise à minimiser la somme des carrés des écarts (résidus) entre les points expérimentaux et la droite d'ajustement.

La distribution de la durée de vie en fatigue (valeurs N_f) est souvent inconnue, mais il est couramment supposé que les logarithmes des durées de vie en fatigue suivent une distribution normale et que la variance du logarithme de la durée de vie demeure constante sur toute la gamme des variables indépendantes utilisées (tel que le niveau de déformation appliqué ε) (Maggiore, 2014). Par conséquent, afin d'obtenir une ligne droite, la durée de vie en fatigue est généralement tracée sur un diagramme log-log, conformément à la norme ASTM E739-10 (Voir Figure A V-1).

En considérons $\{x_1, x_2, \dots, x_N\}$ et $\{y_1, y_2, \dots, y_N\}$ des variables aléatoires représentant les coordonnées des points expérimentaux, on a:

- La moyenne de x_i , qui s'écrit $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N}$ idem $\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N}$

- La variance de x_i , notée $\sigma_x^2 = S_x^2 = \frac{\sum_i^N (x_i - \bar{x})^2}{N} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i^2}{N} - \bar{x}^2$
- la covariance de x/y , notée $\sigma_{xy} = S_{xy} = \frac{\sum_i^N (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{N} = \frac{\sum_i^N x_i y_i}{N} - \bar{x}\bar{y}$

Le résultat que nous allons établir est alors :

- La pente de la droite $b = \frac{S_{xy}}{S_x^2}$
- L'ordonnée à l'origine $a = \bar{y} - a\bar{x}$

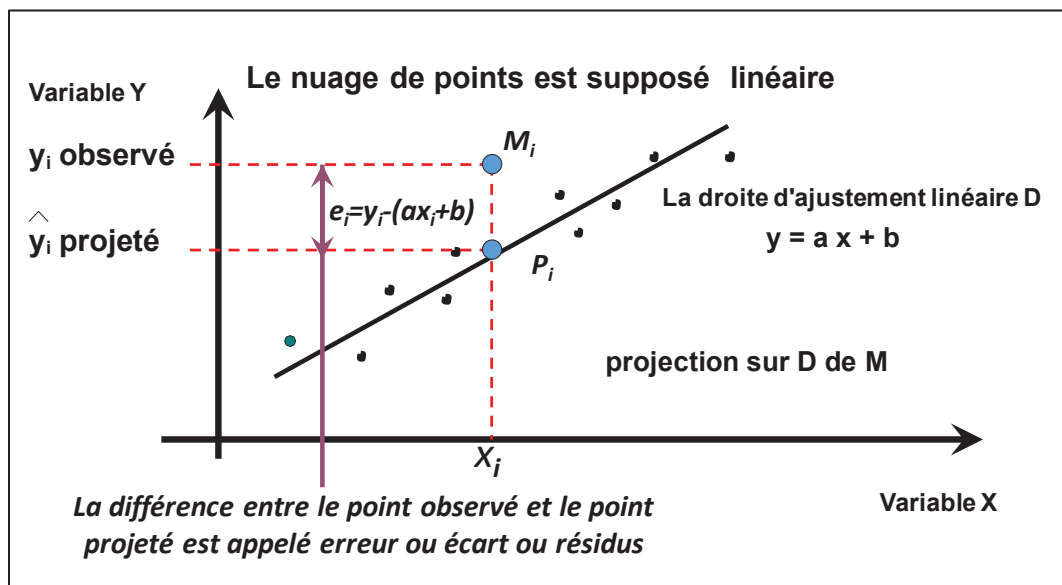


Figure A V-1 Détermination de la ligne de meilleur ajustement par la méthode des moindres carrés

A V.2 Tester la signification d'une régression : Test de Fisher

Une fois la droite de régression linéaire déterminée, il est nécessaire d'analyser la variance des données de test (ANOVA) qui examine les différentes sources de variation entre toutes les données d'une expérience en déterminant la somme des carrés.

L'objectif de l'ANOVA est de tester des hypothèses appropriées sur les valeurs déterminées sur un ensemble de données choisi. Habituellement, une hypothèse nulle $H_0 : b=0$ et une hypothèse alternative, $H_A : b \neq 0$, sont établies. S'il existe une probabilité (généralement supérieure au niveau de signification, par exemple 5%) que le β calculé ait pu provenir de

l'échantillonnage d'une population avec $b=0$, l'hypothèse H_0 est rejetée et l'hypothèse alternative est vraie. Pour continuer, plusieurs quantités doivent être définies (Voir Tableau A V-1) et calculées, telles que :

- Le total des sommes des carrés des écarts des valeurs de Y_i par rapport à la moyenne \bar{Y} , noté $SC_{total} = \sum (Y_i - \bar{Y})^2 = \sum Y^2$
- La somme des carrés de la régression linéaire, notée SC_{reg} qui détermine la variabilité des valeurs Y_i parce qu'elles se trouvent dans une régression linéaire. La $SC_{reg} = SC_{total}$ si les points de données se situent sur la ligne de régression.

$$SC_{reg} = \sum (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2 = b \times \sum XY$$
- La somme des carrés résiduels, $SC_{residuel}$, correspond aux erreurs.

$$SC_{residuel} = \sum (\hat{Y}_i - Y_i)^2 = SC_{total} - SC_{reg}$$
- Degré de liberté (DL). Le nombre de variables qui sont libres de varier. Le DL associé à la variabilité totale de Y_i , et il est calculé comme suit : $DL_{total} = n - 1$;
- Le DL associé à la variabilité de Y_i due à la régression, noté DL_{reg} est toujours de 1 dans le cas d'une régression linéaire simple. Le DL résiduel est calculé par l'expression : $DL_{residuel} = DL_{total} - DL_{reg} = n - 2$
- Somme des carrés de la moyenne (MS) ou variance. L'écart moyen au carré par rapport à la moyenne est calculé en prenant la somme des différences au carré par rapport à la moyenne et en la divisant par le degré de liberté : $MS = \frac{SC_{total}}{DL_{total}}$

Tableau A V-1 synthèse de calcul du SC, DL et MS
Tiré de Maggiore (2014, p 132)

Source de variation	SC	DL	MS
Total	$\sum Y^2$	n-1	
Régression linéaire	$\frac{(\sum xy)^2}{\sum x^2}$	1	$MS_{reg} = \frac{SC_{reg}}{DL_{reg}}$
Résiduelle	$SC_{total} - SC_{reg}$	n-2	$MS_{residuel} = \frac{SC_{residuel}}{DL_{residuel}}$

Le test de l'hypothèse nulle nécessite souvent l'utilisation de l'analyse de variance (ANOVA) de Fisher. Cette approche est basée sur la comparaison de la variance entre les groupes (variance intergroupe) et la variance à l'intérieur des groupes (variance intragroupe). Le test F, qui découle directement de cette comparaison, est un outil statistique essentiel pour évaluer si les moyennes de différents groupes sont statistiquement différentes.

Le rapport F est calculé en utilisant les moyennes des carrés (MS) de la régression et des erreurs (MS résiduel). Il est donné par la formule suivante : $F = \frac{MS_{reg}}{MS_{residuel}}$

Si la valeur F calculée est significativement grande, cela suggère que la variabilité entre les groupes est plus importante que la variabilité à l'intérieur des groupes. Par conséquent, on rejette l'hypothèse nulle que toutes les moyennes du groupe sont égales. Cela permet de conclure qu'au moins une des moyennes de groupe est différente des autres.

La moyenne des carrés résiduels $MS_{residuel}$, notée aussi $S^2_{Y/X}$, représente la variance de la variable dépendante Y après avoir pris en compte l'effet de la variable indépendante X . On peut ainsi définir l'erreur standard de l'estimation, qui est la racine carrée de la moyenne des carrés résiduels. Elle indique la précision avec laquelle la droite de régression prédit la variable dépendante Y en fonction de X . Elle peut être représentée comme suit :

Erreur Standard = $\sqrt{S^2_{Y/X}}$. Cette valeur donne une idée de l'écart entre les valeurs observées et les valeurs prédites par le modèle de régression. Des valeurs plus faibles impliquent un meilleur ajustement.

Le coefficient de détermination, R^2 , quantifie la proportion de la variation totale en Y qui est expliquée par le modèle. Il est souvent utilisé pour évaluer la qualité de l'ajustement d'une droite de régression et peut être calculé comme suit : $R^2 = \frac{SC_{reg}}{SC_{total}}$. Des valeurs de R^2 plus proches de 1 indiquent un meilleur ajustement, tandis que des valeurs plus proches de 0 suggèrent un mauvais ajustement.

A V.3 Intervalle de confiance, bandes de confiance et bandes de prédiction dans les régressions

Un intervalle de confiance constitue une gamme estimée de valeurs susceptible de contenir la valeur vraie d'un paramètre avec un certain niveau de confiance, généralement 95%. Il permet d'appréhender le degré de certitude d'une valeur estimée, et la précision de cette estimation est proportionnelle à la largeur de l'intervalle. Un intervalle plus large suggère qu'une quantité accrue de données peut être nécessaire pour une estimation plus précise. Sous l'hypothèse que l'estimateur est normalement distribué et que la variance de la distribution log-normale est constante, les intervalles de confiance pour les paramètres $a = \hat{\alpha}$ et $b = \hat{\beta}$ peuvent être exprimés par des formules impliquant la valeur t de la distribution de Student, qui dépend du niveau de confiance et des degrés de liberté ($v=n-2$) :

$$\hat{\alpha} \pm t\sigma \left[\frac{1}{n} + \frac{\bar{X}^2}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \right]^{1/2} \quad \text{et} \quad \hat{\beta} \pm t\sigma [\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2]^{1/2} \quad (\text{A V.2})$$

Les intervalles de confiance illustrent graphiquement l'incertitude associée à une estimation de courbe ou de fonction fondée sur des données limitées. Constituées d'une courbe supérieure et d'une courbe inférieure, ils fournissent une visualisation de la manière dont les données soutiennent la courbe la mieux ajustée. Les équations de ces bandes incluent la valeur F de la distribution de Fisher, dépendant du niveau de confiance, ainsi que des degrés de liberté résiduel :

$$\alpha + \beta X \pm \sqrt{2F}\sigma \left[\frac{1}{n} + \frac{\bar{X}^2}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \right]^{1/2} \quad (\text{A V.3})$$

La Figure V-2 illustre ces bandes hyperboliques, qui délimitent toutes les lignes de régression linéaire possibles pour un ensemble de données donné.

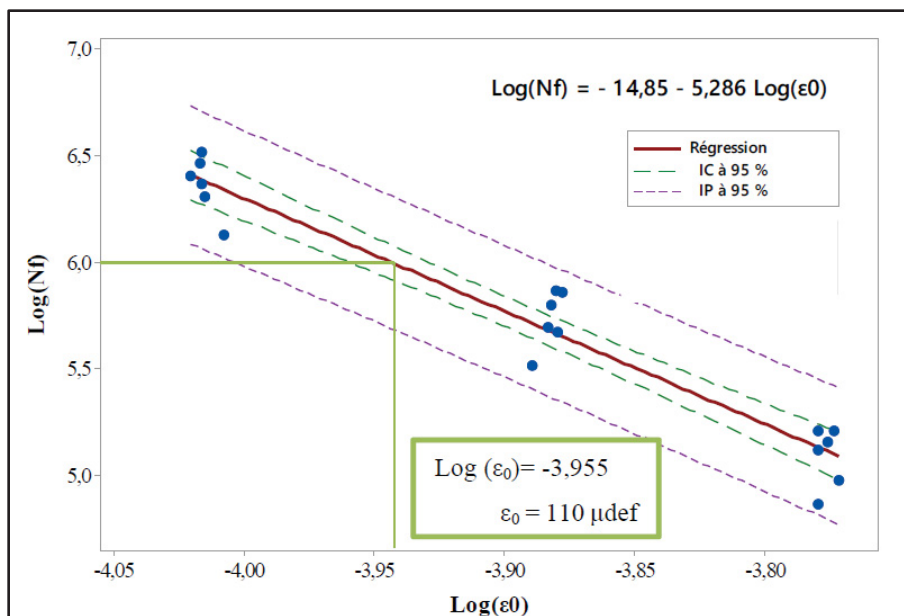


Figure A V-2 Intervalles de confiance et de prédiction liées à la ligne de régression la mieux ajustée d'un échantillon de données
Tirée de Neyret (2019, p. 226)

Les intervalles de prédiction indiquent la zone où les futurs points de données devraient se trouver. Elles prennent en compte l'incertitude concernant la position réelle de la courbe ajustée et la dispersion des données autour de cette courbe. Par conséquent, elles sont toujours plus larges que les bandes de confiance, un concept souligné par Little (1975).

A V.4 Taille de l'échantillon

Selon les normes établies par l'American Society for Testing and Materials (ASTM) dans la spécification ASTM E739-10, le nombre minimal de spécimens requis pour déterminer la ligne de régression dépend du type d'essai mené. Dans le contexte de cette thèse, qui traite d'essais associés à la recherche et au développement, le nombre minimal recommandé varie entre 6 et 12 éprouvettes. Pour les situations où les données sont utilisées à des fins de conception et de dimensionnement, la norme recommande un nombre minimum de spécimens compris entre 12 et 24. Cette distinction est cruciale pour garantir la précision et la fiabilité des résultats, selon les objectifs spécifiques de l'étude.

A V.5 Comparaison de régressions linéaires simples

Il peut arriver que plusieurs échantillons de données de fatigue doivent être ajustés, ce qui signifie que plusieurs lignes de régression les mieux ajustées seront obtenues. Dans ce projet, le même matériau est testé non seulement à différentes conditions de fréquence et de température, mais aussi en utilisant différents types d'essais ainsi qu'une variété de critère de rupture, engendrant plusieurs lignes de régression à comparer. Afin de vérifier la différence entre les régressions, les pentes et les ordonnées à l'origine des différentes régressions doivent être comparées pour comprendre si elles sont significativement différentes ou non. Pour ce faire, la première chose à savoir est combien de lignes de régression (k) doivent être comparées : si $k = 2$, le test t de Student sera utilisé dans l'analyse, si $k \geq 2$, une analyse multiple doit être effectuée en utilisant l'analyse de covariance (ANCOVA) et différents types de tests. C'est ce dernier cas de figure qui est rencontré dans ce projet.

A V.6 Méthodologie ANCOVA

L'analyse de covariance (ANCOVA), similaire à l'analyse de variance (ANOVA) dans son objectif de comparer des groupes pour identifier des différences significatives entre leurs moyennes, se distingue par son intégration d'une variable X continue pour contrôler la colinéarité avec la variable dépendante Y . Cette méthode est essentiellement une fusion de l'ANOVA et de la régression linéaire, s'inscrivant dans le cadre plus large du modèle linéaire. Cette annexe a pour but de fournir au lecteur les outils nécessaires pour interpréter les tests réalisés dans ce document.

Les hypothèses testées dans l'ANCOVA sont :

H_0 : L'effet de la catégorie de variable sur la relation entre Y et la covariable X est négligeable.

H_1 : Au moins une catégorie influence significativement la relation entre Y et la covariable X .

Les conditions préalables à l'utilisation de l'ANCOVA incluent :

- Une relation linéaire avec variance homogène entre Y et X.
- Indépendance des observations.
- Variance constante de Y pour toutes les valeurs de X (homoscédacité).
- Distribution normale de Y pour chaque valeur de X (normalité des résidus ϵ).
- Pentes identiques entre les groupes.
- Dans notre étude, un test de Bartlett est réalisé pour assurer l'homogénéité des variances. L'uniformité des pentes est évaluée en examinant l'interaction entre la pente et la variable catégorielle. Cette vérification est cruciale dans les essais de fatigue, où elle informe le dimensionnement empirique et mécanistique des structures de chaussées.

À l'instar de l'ANOVA, l'ANCOVA repose sur la décomposition et la comparaison des variances au sein d'un modèle. Cependant, elle tient compte de la relation linéaire entre la variable prédictive Y (ici Log(Nf)) et une autre variable (la déformation appliquée Log(ϵ_0)). Les termes sont définis et calculés comme suit :

I	L'indice du traitement
J	L'indice de la variable de catégorie
k	Le nombre de groupe
Y_{ij}	La j^{em} observation du groupe i
\bar{Y}_{ij}	La moyenne du groupe i
\bar{Y}	La moyenne générale
n_i	Nombre d'observation du groupe i
n	Nombre totale d'observation

Dans le cas d'une Analyse de Covariance le modèle est le suivant :

$$Y_{ij} = \mu_i + \beta_i X_{ij} + \epsilon_{ij} \quad (\text{A V.4})$$

Y_{ij} La durée de vie en fatigue de l'éprouvette ij

X_{ij}	La déformation appliquée
μ_i	La durée de vie en fatigue pour une « déformation nulle » (ordonné à l'origine)
β_i	Est la pente de la régression pour l'emplacement i

Il est possible d'introduire les termes différentiels pour tout $i = 1, \dots, k$ tel que :

$$\mu_i = \mu + \alpha_i \text{ tel que } \sum \alpha_i = 0 \quad (\text{A V.5})$$

$$\beta_i = \beta + \gamma_i \text{ tel que } \sum \gamma_i = 0$$

μ représente alors l'effet globale du traitement et α_i l'effet spécifique du niveau(groupe) i de traitement

β représente l'effet global et γ un effet spécifique du niveau (groupe) i de traitement

Le modèle s'écrit alors

$$Y_{ij} = \mu + \alpha_i + \beta X_{ij} + \gamma_i X_{ij} + \varepsilon_{ij} \quad (\text{A V.6})$$

$\gamma_i X_{ij}$ Représente un terme d'interaction. Il permet de quantifier la variation de la pente pour

Semblable à l'ANOVA, l'objectif principal de l'ANCOVA est de décomposer les variances pour déterminer si le rapport entre la variance expliquée et celle non expliquée par le modèle linéaire général se conforme à une distribution de Fisher. Les démarches pour la décomposition des variances sont détaillées ci-après.

SCE: Somme du carré des écarts Somme du carré des écarts

SC: Somme des co-écarts (écart expliqué par la relation linéaire entre X et Y)

SCE_T: Somme du carré des écarts totale Somme du carré des écarts totale

$$SCE_{T(Y)} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} (Y_{ij} - \hat{Y}_{generale})^2 \quad (\text{A V.7})$$

$$SCE_{T(X)} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} (X_{ij} - \hat{X}_{generale})^2 \quad (A\ V.8)$$

SCE_{Intra}: Somme du carré des écarts intra-groupe

$$SCE_{Intra(Y)} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} (Y_{ij} - \hat{Y}_l)^2 \quad (A\ V.9)$$

$$SCE_{Intra(X)} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} (X_{ij} - \hat{X}_l)^2 \quad (A\ V.10)$$

SS_{Inter}: Somme du carré des écarts inter-groupe

$$SCE_{Inter(Y)} = SCE_{T(Y)} - SCE_{Intra(Y)} \quad (A\ V.11)$$

SC_T: Somme des co-écarts totaux

$$SC_T = \sum_{i=1}^n (X_{Tj} Y_{Tj}) - \frac{\sum(X_{Tj}) \sum(Y_{Tj})}{n} \quad (A\ V.12)$$

SC_{Intra}: Somme des co-écarts totaux intra-groupe

$$SC_{wg} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} (X_{ij} Y_{ij}) - \frac{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} X_{ij} * \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_j} Y_{ij}}{n} \quad (A\ V.13)$$

SC_{inter}: Somme des co-écarts totaux inter-groupe

$$SCE_{inter(Y)} = SCE_{T(Y)} - SCE_{wg(Y)} \quad (A\ V.14)$$

r_t Corrélation globale entre X et Y

$$r_t = \frac{SC_T}{\sqrt{SS_{T(X)} * SS_{T(Y)}}} \quad (A\ V.15)$$

SCE_{Tadj}: Somme du carré des écarts totale ajustée

$$SCE_{Tadj(Y)} = SCE_{T(Y)} - SCE_{T(Y)} * r_t^2 \quad (A V.16)$$

r_{intra} Corrélation globale entre X et Y intragroupe

$$r_{intra} = \frac{SC_{intra}}{\sqrt{SS_{intra(X)} * SS_{intra(Y)}}} \quad (A V.17)$$

SCE_{intra_adj}: Somme du carré des écarts intra-groupe ajustée

$$SCE_{intra_adj(Y)} = SCE_{Intra(Y)} - SCE_{intra(Y)} * r_{intra}^2 \quad (A V.18)$$

SCE_{inter_adj}: Somme du carré des écarts inter-groupe ajustée

$$SCE_{inter_adj(Y)} = SCE_{Tadj(Y)} - SCE_{intra_adj(Y)} \quad (A V.19)$$

SCE_{cov}: Somme du carré des écarts attribuable à la covariable

$$SCE_{cov} = SCE_{intra(Y)} - SCE_{intra_adj(Y)} \quad (A V.20)$$

Il est ensuite possible de déterminé les carrés moyen des écarts tel que

$$CM_{cov} = SCE_{cov} / 1 \quad (A V.21)$$

$$CM_{Inter} = SCE_{Inter} / ddl_{Inter} \quad (A V.22)$$

$$CM_{Intra} = SCE_{Intra} / ddl_{Intra} \quad (A V.23)$$

En conclusion, à l'instar de l'ANOVA, un test de Fisher est utilisé dans l'ANCOVA pour déterminer si les groupes sont statistiquement identiques ou non.

Calcul de la statistique F pour le test permettant de tester l'Hypothèse nulle suivante :

H_0 : X n'a pas d'impact sur Y (ou $\beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_k = 0$)

H_0 : au moins un des groupes diffère des autres (ou $\beta_i \neq \beta_k$)

$$F_1 = \frac{CM_{cov}}{CM_{intra}} \quad (A\ V.24)$$

Calcul de la statistique F pour le test permettant de tester l'Hypothèse nulle suivante :

H_0 : les groupes n'ont pas d'impact sur la relation reliant X et Y (ou $\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha_k$ en se basant sur l'éq. A V.4)

H_0 : au moins un des groupes diffère des autres (ou $\alpha_i \neq \alpha_k$ en se basant sur l'équation A V-4)

$$F_2 = \frac{CM_{inter}}{CM_{intra}} \quad (A\ V.25)$$

L'ensemble des informations est résumé dans un tableau tel que présenté au Tableau A V-2

Tableau A V-2 Tableau de présentation des résultats d'ANOVA

Source de la Variance	DDL	SCE	CM	F	P-Value
Covariable	1	$SCE_{Intra} - SCE_{Intra\ adj}$	CM_{cov}	F_1	$P_{H_0}(F > F_1)$
Inter-Classe	DDL_{inter}	$SCE_{inter\ adj}$	CM_{inter}	F_2	$P_{H_0}(F > F_2)$
Intra-Classe	DDL_{intra}	$SCE_{intra\ adj}$	CM_{intra}		
Total	DDL_{total}	SCE_{total}			

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO, T. 2017. 321 Standard Method of Test for Determining the Fatigue Life of Compacted Asphalt Mixtures Subjected to Repeated Flexural Bending. *American Association of State and Highway Transportation Officials: Washington, DC, USA*.
- AASHTO, T. 2018. 107 Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve and Failure Criterion Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) Cyclic Fatigue Test. *American Association of State Highway and Transportation Officials*.
- Abojaradeh, M. 2003. *Predictive fatigue models for Arizona asphalt concrete mixtures*. Arizona State University.
- Adhikari, S., Shen, S., & You, Z. 2009. Evaluation of fatigue models of hot-mix asphalt through laboratory testing. *Transportation Research Record*, 2127(1), p 36-42.
- Adhikari, S., & You, Z. 2010. Fatigue evaluation of asphalt pavement using beam fatigue apparatus.
- Agilan, H. (1993). Polymeric additives and their role in asphaltic pavements. Part I: Effect of additive type on the fracture and fatigue behavior. *Journal of Elastomers & Plastics*, 25(4), p 307-321.
- Ahmedzade, P., Tigdemir, M., & Kalyoncuoglu, S. 2007. Laboratory investigation of the properties of asphalt concrete mixtures modified with TOP-SBS. *Construction and Building Materials*, 21(3), p 626-633.
- Airey, G. D., & Rahimzadeh, B. 2004. Combined bituminous binder and mixture linear rheological properties. *Construction and Building Materials*, 18(7), p 535-548.
- Aïtcin, P.-C., G  n  reux, F., Jolicoeur, G., & Maurice, Y. 2018. *Technologie des granulats*. Modulo.
- Al-Khateeb, G. G., & Ghuzlan, K. A. 2014. The combined effect of loading frequency, temperature, and stress level on the fatigue life of asphalt paving mixtures using the IDT test configuration. *International Journal of Fatigue*, 59, p 254-261.
- Albert, W. A. J. 1837. Uber Treibseile am Harz. Archiv fur Mineralogie, Georgnosie. *Bergbau und Huttenkunde*, 10, p 215.
- Anderson, D. A., & Kennedy, T. W. 1993. Development of SHRP binder specification (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, p 62.

- Ashayer Soltani, M. A. 1998a. *Comportement en fatigue des enrobés bitumeux* (Lyon, INSA).
- Ashayer Soltani, M. A. 1998b. *Comportement en fatigue des enrobés bitumeux*.
- Baaj, H. 2002. Comportement à la fatigue des matériaux granulaire traités au liant hydraulique. *Mécanique, Energétique, Acoustique et Génie Civil. Ph. D. thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) and Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA), Lyon, France (in French)*.
- Baaj, H. 2002a. Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liens hydrocarbonés.
- Baaj, H. 2002b. *Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liens hydrocarbonés* (Lyon, INSA).
- Babadopulos, L. 2017. *Phenomena occurring during cyclic loading and fatigue tests on bituminous materials: Identification and quantification* (Université de Lyon).
- Babadopulos, L. F. d. A., Sauzéat, C., & Di Benedetto, H. 2017. Softening and local self-heating of bituminous mixtures during cyclic loading. *Road Materials and Pavement Design*, 18(sup2), p 164-177.
- Baburamani, P. 1999. *Asphalt fatigue life prediction models: a literature review*.
- Baburamani, P., & ARRB Transport Research, L. 1999. *Asphalt Fatigue Life Prediction Models: A Literature Review*. ARRB Transport Research, Limited. Repéré à <https://books.google.ca/books?id=JXI7AAAACAAJ>
- Baghaee Moghaddam, T., Karim, M., & Abdelaziz, M. 2011. A review on fatigue and rutting performance of asphalt mixes. *Scientific research and essays*, 6(4), p 670-682. doi: 10.5897/SRE10.946
- Bahia, H., & Anderson, D. A. 1995. STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM BINDER RHEOLOGICAL PARAMETERS: BACKGROUND AND COMPARISON WITH CONVENTIONAL PROPERTIES. *Transportation Research Record*, p 32-39.
- Balay, J., Brosseaud, Y., Barra, B., & Castaneda, E. 2012. Adaptation of the French pavement design to countries in South America.
- Balay, J. M., Caron, C., & Lerat, P. 2009. Alize-Lcpc Airfield pavement, a new software for the rational design of airport pavement.
- Benaboud, S., Takarli, M., Pouteau, B., Allou, F., Dubois, F., Hornych, P., & Nguyen, M. L. 2021a. Fatigue damage monitoring and analysis of aged asphalt concrete using acoustic emission technique. *Road Materials and Pavement Design*, 22, S592 - S603.

- Benaboud, S., Takarli, M., Pouteau, B., Allou, F., Dubois, F., Hornych, P., & Nguyen, M. L. 2021b. Fatigue process analysis of aged asphalt concrete from two-point bending test using acoustic emission and curve fitting techniques. *Construction and Building Materials*, 301, 124109.
- Benedetto, H. D., Delaporte, B., & Sauzéat, C. 2007. Three-dimensional linear behavior of bituminous materials: experiments and modeling. *International Journal of Geomechanics*, 7(2), p 149-157.
- Benedetto, H. d., Partl, M. N., Francken, L., & Roche Saint André, C. 2001. Stiffness testing for bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 34, p 66-70.
- Benedetto, H. d., Roche, C., Baaj, H., Pronk, A. C., & Lundström, R. 2004. Fatigue of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 37, p 202-216.
- Benedetto, H. d., Soltani, A. A., & Chaverot, P. 1996. FATIGUE DAMAGE FOR BITUMINOUS MIXTURES: A PERTINENT APPROACH.
- Blanc, J., Hornych, P., Sotoodeh-Nia, Z., Williams, C., Porot, L., Pouget, S., . . . Chailleux, E. 2019. Full-scale validation of bio-recycled asphalt mixtures for road pavements. *Journal of Cleaner Production*.
- Bodin, D. 2002a. *Damage cyclic modelling: application for the fatigue of bituminous materials* *Modele d'endommagement cyclique: application à la fatigue des enrobés bitumineux* (Ecole Centrale de Nantes (ECN)/ Université de Nantes). Repéré à Ifsttar Univ-eiffel Ifsttar-univeiffel. Repéré à
- Bodin, D. 2002b. *Modèle d'endommagement cyclique: Application à la fatigue des enrobés bitumineux* (Ecole Centrale de Nantes (ECN)/Université de Nantes).
- Bodin, D., Belzung, F., de La Roche, C., & Chabot, A. 2004. Thermomechanical modelling for fatigue damage of bituminous materials. Dans *Fifth International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements* (pp. 675-682). RILEM.
- Bodin, D., Pijaudier-Cabot, G., de La Roche, C., Piau, J.-M., & Chabot, A. 2004. Continuum damage approach to asphalt concrete fatigue modeling. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), p 700-708.
- Bodin, D., Terrier, J. P., Perroteau, C., Hornych, P., & Marsac, P. 2010. *Effect of temperature on fatigue performances of asphalt mixes*.
- Bonnot, J. 1984. RILEM - ESSAIS SUR LIANTS ET MATERIAUX HYDROCARBONES - BELGRADE, SEPTEMBRE 1983 - ESSAIS MECANQUES PRATIQUES DE FORMULATION ET DE CONTROLE DES ENROBES BITUMINEUX - RAPPORT GENERAL.

- Botella, R., Pérez-Jiménez, F., Riahi, E., López-Montero, T., Miró, R., & Martínez, A. 2017. Self-heating and other reversible phenomena in cyclic testing of bituminous materials. *Construction and Building Materials*, 156, p 809-818.
- Boussabnia, M., Lamothe, S., Di Benedetto, H., Proteau, M., & Proteau, B. 2019. Comparison of Fatigue Law Parameters obtained from Two-Point Bending and Tension-Compression Tests. Dans *Proceedings, Canadian Technical Asphalt Association*.
- Boussabnia, M. M. 2018. *Étude de la rhéologie des mastics bitumineux incorporant des fillers de verre post-consommation* (École de technologie supérieure).
- Boussabnia, M. M., Lamothe, S., Di Benedetto, H., Proteau, M., & Proteau, B. 2019. Comparison of Fatigue Law Parameters obtained from Two-Point Bending and Tension-Compression Tests. *Montreal, Quebec*, 20.
- Boussabnia, M. M., Perraton, D., Di Benedetto, H., Lamothe, S., & Proteau, M. 2023. Validation of time temperature superposition principle for high modulus asphalt concrete in the linear viscoelastic and fatigue domains. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 46(1), p 80-95. 9
- Boussabnia, M. M., Perraton, D., Lamothe, S., Di Benedetto, H., Neyret, C., Carter, A., . . . Proteau, M. 2021. Evaluation of the effect of the loading frequency on Wöhler's curve parameters of a high modulus asphalt concrete (HMAC). *Road Materials and Pavement Design*, 23, p 2151 - 2166.
- Boussabnia, M. M., Perraton, D., Lamothe, S., Di Benedetto, H., Neyret, C., Carter, A., . . . Proteau, M. 2022. Evaluation of the effect of the loading frequency on Wöhler's curve parameters of a high modulus asphalt concrete (HMAC). *Road Materials and Pavement Design*, 23(9), p 2151-2166.
- Brosseaud, Y., & St-Jacques, M. 2015. Les enrobés à module élevé : bilan de près de 30 ans d'expérience française (Partie 1 de 2) *Revue Via Bitume*, Vol. 10 No 2, pp. 8-15. *Revue Via Bitume*, Vol. 10 No 2, p 8-15.
- Brûlé, B. (1996. Polymer-Modified Asphalt Cements Used in the Road Construction Industry: Basic Principles. *Transportation Research Record*, 1535(1), p 48-53. doi: 10.1177/0361198196153500107. Repéré à <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1177/0361198196153500107>
- Capitão, S., & Picado-Santos, L. 2006. Applications, properties and design of high modulus bituminous mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 7(1), p 103-117.
- Cardona, D. A. R., Pouget, S., Benedetto, H. d., & Olard, F. 2015. Viscoelastic Behaviour Characterization of a Gap-graded Asphalt Mixture with SBS Polymer Modified Bitumen. *Materials Research-ibero-american Journal of Materials*, 18, p 373-381.

- Caroff, G., & Corté, J. 1994. Les enrobés à module élevé “(High modulus bituminous mixtures). *Revue Général des Routes et des Aérodrômes, Spécial chaussées d’autoroutes*, p 47-48.
- Carpenter, S. H., Ghuzlan, K. A., & Shen, S. 2003. Fatigue Endurance Limit for Highway and Airport Pavements. *Transportation Research Record*, 1832, p 131 - 138.
- Castro, M., & Sánchez, J. A. 2006. Fatigue and Healing of Asphalt Mixtures: Discriminate Analysis of Fatigue Curves. *Journal of Transportation Engineering-asce*, 132, p 168-174.
- Ceylan, H. İ., Coree, B. J., & Gopalakrishnan, K. 2009. Evaluation of the Mechanistic - Empirical Pavement Design Guide for Implementation in Iowa. *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 4, p 5-12.
- Chaboche, J.-L. 1988. Continuum damage mechanics: Part I—General concepts.
- Chabot, A., Chupin, O., Deloffre, L., & Duhamel, D. 2010. ViscoRoute 2.0 A Tool for the Simulation of Moving Load Effects on Asphalt Pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 11, p 227-250. doi: 10.1080/14680629.2010.9690274
- Chehab, G., Kim, Y., Schapery, R., Witczak, M., & Bonaquist, R. 2002. Time-temperature superposition principle for asphalt concrete with growing damage in tension state. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 71.
- Cheng, H., Liu, J., Sun, L., Liu, L., & Zhang, Y. 2020. Fatigue behaviours of asphalt mixture at different temperatures in four-point bending and indirect tensile fatigue tests. *Construction and Building Materials*, 121675.
- Cheng, H., Sun, L., Wang, Y., & Chen, X. 2021. Effects of actual loading waveforms on the fatigue behaviours of asphalt mixtures. *International Journal of Fatigue*, 151, 106386.
- Chevassu, G. 1969. Influence des caractéristiques pétrographiques de quelques roches sur leur résistance à l’attrition. *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées, Juil.-Aout*, 39, p 65-72.
- Christensen, R. M. 2003. *Theory of Viscoelasticity*. Dover Publications.
- Claude, R. 2010. Les exigences du MTQ sur les granulats et le comportement des matériaux. *Bitume Québec*, 28.
- Cocurullo, A., Airey, G. D., Collop, A., & Sangiorgi, C. 2008. Indirect tensile versus two-point bending fatigue testing. Dans *Proceedings of the institution of civil engineers-transport* (Vol. 161, pp. 207-220). Thomas Telford Ltd.

- Corte, J. 1997. French design manual for pavement structures.
- Corté, J. F. 2001. DEVELOPMENT AND USES OF HARD-GRADE ASPHALT AND OF HIGH-MODULUS ASPHALT MIXES IN FRANCE. *Transportation research circular*.
- Corté, J. F., & Di Benedetto, H. 2004. *Matériaux routiers bitumineux: Tome 1, Description et propriétés des constituants*. Lavoisier. Repéré à
- Coulon, L., Koval, G., Chazallon, C., & Roux, J.-N. 2021. Analytical modelling of thixotropy contribution during T/C fatigue tests of asphalt concrete with the VENoL model. *Road Materials and Pavement Design*, 22, S536 - S559.
- Council, N. R. 1994. *Fatigue response of asphalt-aggregate mixes*.
- Daoudi, A. J. 2020. *Caractérisation multi-échelle des enrobés bitumineux à chaud contenant des granulats bitumineux recyclés et des bardeaux d'asphalte de post-consommation*.
- Dariusz, S., Bańkowski, W., & Krajewski, M. 2010. High modulus asphalt concrete with limestone aggregate. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 3, p 96-101.
- de A. L. Babadopulos, L. F., Soares, J. B., Ferreira, J., & do Nascimento, L. A. H. 2018. Fatigue cracking simulation of aged asphalt pavements using a viscoelastic continuum damage model. *Road Materials and Pavement Design*, 19, p 546 - 560.
- De La Roche, C. 1990. Contribution à l'étude du comportement thermomécanique des enrobés bitumineux: Détermination des caractéristiques thermophysiques, mise au point d'un essai triaxial de révolution à température variable. *Mémoire de recherche pour l'obtention du diplôme d'Études approfondies (dea), Ecole National des Travaux Publics de l'État*.
- de Mello, L. G. R., de Farias, M. M., & Kaloush, K. E. 2018. Effect of temperature on fatigue tests parameters for conventional and asphalt rubber mixes. *Road Materials and Pavement Design*, 19(2), p 417-430. doi: 10.1080/14680629.2016.1261728. Repéré à
- Delaporte, B. 2006. Etude de la rhéologie des mastics bitumineux à l'aide d'un rhéomètre à cisaillement annulaire. *Revue Européenne de Génie Civil*, 10, p 999 - 999.
- Di Benedetto, H., & Corté, J.-F. 2004. *Matériaux routiers bitumineux: Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermès science publications.
- Di Benedetto, H., & Corté, J.-F. 2005. Matériaux routiers bitumineux 2: constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges, 1ère éd. *Coll.«Mécanique et Ingénierie des Matériaux»*. Paris: Hermes Science.

- Di Benedetto, H., Corté, J.-F., Delorme, J.-L., Grisard, A., Piau, J.-M., & De La Roche, C. 2005. *Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Paris: Hermès Science Publications.
- Di Benedetto, H., & Corté, J. F. 2004. *Matériaux routiers bitumineux: Tome 2, Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermes Science Publications.
- Di Benedetto, H., de La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A., & Lundström, R. 2004. Fatigue of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 37(3), p 202-216. doi: 10.1007/BF02481620.
- Di Benedetto, H., De La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A., & Lundström, R. 2004. Fatigue of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 37, p 202-216.
- Di Benedetto, H., Mondher, N., Sauzéat, C., & Olard, F. 2007. Three-dimensional thermo-viscoplastic behaviour of bituminous materials: The DBN model. *Road Materials and Pavement Design*, 8(2), p 285-315.
- Di Benedetto, H., & Neifar, M. 2002. Experimental characterisation and modelling of thermo-visco-plastic behaviour of bituminous mixtures. Dans *Workshop* (Vol. 2, pp. 41-50).
- Di Benedetto, H., Nguyen, H., Pouget, S., & Sauzéat, C. 2008. Time-temperature superposition principle for bituminous mixtures: three dimensional approach and extension in the non-linear domain. Dans *First international conference on transport infrastructure, Beijing*.
- Di Benedetto, H., Nguyen, Q. T., & Sauzéat, C. 2011a. Nonlinearity, Heating, Fatigue and Thixotropy during Cyclic Loading of Asphalt Mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 12, p 129 - 158.
- Di Benedetto, H., Nguyen, Q. T., & Sauzéat, C. 2011b. Nonlinearity, heating, fatigue and thixotropy during cyclic loading of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 12(1), p 129-158.
- Di Benedetto, H., Olard, F., Sauzéat, C., & Delaporte, B. 2004. Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes. *Road Materials and Pavement Design*, 5(sup1), p 163-202.
- Di Benedetto, H., Partl, M., Francken, L., & André, C. 2001. Stiffness testing for bituminous Mixtures. *Materials and Structures - MATER STRUCT*, 34, p 66-70. doi: 10.1007/BF02481553
- Di Benedetto, H., Partl, M. N., Francken, L., & De La Roche Saint André, C. 2001. Stiffness testing for bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 34(2), p 66-70.

- Di Benedetto, H., Perraton, D., Lamothe, S., & Boussabnia, M. M. 2023a. Rational relationship between the fatigue curves of asphalt mixes obtained from tension/compression and 4-point bending tests. *Road Materials and Pavement Design*, 1-17. doi: 10.1080/14680629.2023.2180303.
- Di Benedetto, H., Perraton, D., Lamothe, S., & Boussabnia, M. M. 2023b. Rational relationship between the fatigue curves of asphalt mixes obtained from tension/compression and 4-point bending tests. *Road Materials and Pavement Design*, 24, p 192 - 208.
- Diakhate, M., Larcher, N., Takarli, M., Angellier, N., & Petit, C. 2012. Acoustic techniques for fatigue cracking mechanisms characterization in hot mix asphalt (HMA).
- Doan, T. H. 1976. Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, (84).
- Domec, V. 2005. *Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux en condition de trafic simulé et de température* (Université de Bordeaux 1).
- Domec, V., Breyse, D., Roche, C. d. L., & Yotte, S. 2005. Caractérisation de la durée de vie en fatigue des enrobés bitumineux en conditions de « trafic simulé » et de température. *Revue Européenne de Génie Civil*, 9(3), p 385-400. doi: 10.1080/17747120.2005.9692761.
- Doubbaneh, E. 1995. Comportement mécanique des enrobés bitumineux des "petites" aux "grandes" déformations.
- Doucet, F. 1999. *Caractérisation de la rigidité et de la résistance à la fatigue des enrobés* (Université de Sherbrooke).
- enrobés, G. d. t. R. F. d., Delorme, J. L., de La Roche, C., Wendling, L., & chaussées, L. c. d. p. e. 2007. *LPC Bituminous Mixtures Design Guide*. Laboratoire central des ponts et chaussées. Repéré à <https://books.google.ca/books?id=eHKhOgAACAAJ>
- Espersson, M. 2014. Effect in the high modulus asphalt concrete with the temperature. *Construction and Building Materials*, 71, p 638-643.
- Fakhri, M., Hassani, K., & Ghanizadeh, A. R. 2013. Impact of loading frequency on the fatigue behavior of SBS modified asphalt mixtures. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 104, p 69-78.
- Fatemi, A., & Yang, L. 1998. Cumulative fatigue damage and life prediction theories: a survey of the state of the art for homogeneous materials. *International Journal of Fatigue*, 20(1), p 9-34.
- Ferry, J. D. 1980. *Viscoelastic properties of polymers*. John Wiley & Sons.

- Finn, F. N., Saraf, C. L., Kulkarni, R. B., Nair, K., Smith, W. S., & Abdullah, A. 1977. THE USE OF DISTRESS PREDICTION SUBSYSTEMS FOR THE DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES.
- Francken, L., Verstraeten, J. 1994. *Interlaboratory Test Program – Part II, Repeted Loading Tests* (n° TC 152 PBM). RILEM.
- Ghuzlan, K. A., & Carpenter, S. H. 2000. Energy-Derived, Damage-Based Failure Criterion for Fatigue Testing. *Transportation Research Record*, 1723, p 141 - 149.
- Haddadi, F., Ameri, M., Mirabimoghadam, M. H., & Hosseini, H. R. A. 2015. Validation of a simplified method in viscoelastic continuum damage (VECD) model developed for flexural mode of loading. *Construction and Building Materials*, 95, p 892-897.
- Hadrzynski, F. 1995. *Etude de la rhéologie d'un bitume modifié par des polymères et prévision du comportement mécanique des mélanges avec fines, sables et graviers*.
- Hafeez, I., Kamal, M., Mirza, M., & Bilal, S. 2013. Laboratory fatigue performance evaluation of different field laid asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 44, p 792-797.
- Hamed, F. K. M. 2010. Evaluation of Fatigue Resistance for Modified Asphalt Concrete Mixtures Based on Dissipated Energy Concept.
- Haritonovs, V., Zaumanis, M., Tihonovs, J., & Smirnovs, J. 2013. DEVELOPMENT OF HIGH PERFORMANCE ASPHALT CONCRETE USING LOW QUALITY AGGREGATES.
- Hernandez-Fernandez, N., Underwood, B. S., & Ossa-Lopez, A. 2020. Simulation of the asphalt concrete stiffness degradation using simplified viscoelastic continuum damage model. *International Journal of Fatigue*, 140, 105850.
- Highway, A. A. o. S., & Officials, T. 2008. *Mechanistic-empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Hopman, P., Kunst, P., & Pronk, A. 1989. A renewed interpretation method for fatigue measurements-verification of Miner's rule. Dans *Proceedings of The 4th Eurobitume Symposium, Madrid* (pp. 557-561).
- Hornych, P., Balay, J., & Bodin, D. 2013. *Evaluation of the concept of equivalent temperature for pavement design*.
- Huang, Y. H. 1992. Pavement analysis and design.

- Huang, Y. H. 2004. *Pavement Analysis and Design*. Pearson Prentice Hall. Repéré à <https://books.google.ca/books?id=5gR6swEACAAJ>
- Huet, C. 1963. Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbures. p 6.
- Hugo, F., & Martin, A. 2004. SIGNIFICANT FINDINGS FROM FULL-SCALE ACCELERATED PAVEMENT TESTING. *NCHRP Synthesis of Highway Practice*.
- Institute, A. 1969. Asphalt Institute. *Superpave series*, (2).
- J.F. Shook, F. N. F., M.W. Witczak, C.L. Monismith. 1982. *Thickness Design of Asphalt Pavements – The Asphalt Institute Method* présentée à ISAP.
- Khiavi, A. K., & Ameri, M. 2013. Laboratory evaluation of strain controlled fatigue criteria in hot mix asphalt. *Construction and Building Materials*, 47, p 1497-1502.
- Kim, B., Roque, R., & Birgisson, B. 2003. Effect of styrene butadiene styrene modifier on cracking resistance of asphalt mixture. *Transportation Research Record*, 1829(1), p 8-15.
- Kim, T. W., Baek, J., Lee, H. J., & Choi, J. Y. 2013. Fatigue performance evaluation of SBS modified mastic asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 48, p 908-916.
- Kim, Y.-R., Little, D. N., & Lytton, R. L. 2003. FATIGUE AND HEALING CHARACTERIZATION OF ASPHALT MIXTURES. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15, p 75-83.
- Kim, Y. R. 1995. Interrelationships among stiffnesses of asphalt-aggregate mixtures. Dans *Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions, 1995, Portland, Oregon, USA* (Vol. 64).
- Kim, Y. R., Lee, H. J., & Little, D. N. 1997. Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory.
- Ktari, R., Saint-Laurent, D., Horny, P., Hammoum, F., Marsac, P., & Nguyen, M. L. 2022. Effect of climate on asphalt pavement performance using two mechanistic-empirical methods. *International Journal of Pavement Engineering*, 23(5), p 1433-1458. doi: 10.1080/10298436.2020.1806276.
- La Roche, C. d. 1996. *Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux: expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse* (Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris).

- Lachance-Tremblay, É., Vaillancourt, M., Perraton, D., & Di Benedetto, H. 2020. Linear viscoelastic (LVE) properties of asphalt mixtures with different glass aggregates and hydrated lime content. *International Journal of Pavement Engineering*, 21(10), p 1170-1179.
- Lamothe, S. 2014. *Deterioration of hot mix asphalt partially saturated with water or brine subjected to freeze-thaw cycles and mechanical cyclic loading* *Endommagement d'un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau ou en saumure soumis à des sollicitations cycliques de gel-dégel et mécaniques* (École Nationale des Travaux Publics de l'État [ENTPE] École de technologie supérieure (Montréal, Canada)). Repéré à Cnrs Ec-lyon Entpe Ltds Star Geniecivil Udl Enise. 2014ENTP0008).
- Lamothe, S., Eng, P., Boussabnia, M. M., Di Benedetto, H., Eng, P., Pouteau, B., & Mérignac, F. 2020. Comparison of fatigue law parameters between extension-contraction (EC) and four-point bending (4PB) tests. Canadian Technical Asphalt Association.
- Laval, C., & Quivoron, C. 1973. MISE EN EVIDENCE D'UNE CORRELATION ENTRE LE RAPPORT HYDROPHILE/LIOPHILE DES RESINES EPOXYDES ET LEUR COMPATIBILITE AVEC LE BITUME ROUTIER.
- Laveissiere, D. 2002. *Modélisation de la remontée de fissure en fatigue dans les structures routières par endommagement et macro-fissuration—de l'expérimentation à l'outil de dimensionnement pour l'estimation de la durée de vie* (Thèse de Doctorat, Laboratoire 3MsGC, Université de Limoges, 2002.(In French)).
- LCPC, Delorme, J. L., de La Roche, C., & Wendling, L. 2007. *LPC Bituminous Mixtures Design Guide*. Laboratoire central des ponts et chaussées.
- Lee, N. K., Morrison, G. R., & Hesp, S. 1995. Low temperature fracture of polyethylene-modified asphalt binders and asphalt concrete mixes (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, p 64.
- Lefevre, Y. 2001. *Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumeux : étude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus. Expérimentation, modélisation.*
- Lelièvre, A. 1994. *Les enrobés bitumineux*. Sainte-Foy, Québec: Éditions Le Griffon d'argile.
- LEMARCHAND. 1997. *Modélisation du comportement en fatigue du matériau de chaussées* (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- Lesueur, D. 2002. La rhéologie des bitumes: principes et modification. *Rhéologie*, 2, p 1-30.

- Lesueur, D. 2009. The colloidal structure of bitumen: Consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification. *Advances in Colloid and Interface Science*, 145(1), p 42-82.
- Lesueur, D., & Dekker, D. 1995. Fatigue resistance: What's wrong with the dissipated energy? Dans *Eurobitume workshop-The rheology of bituminous binders*.
- Li, N. 2013. Asphalt mixture fatigue testing: Influence of test type and specimen size.
- Li, N., Molenaar, A., Pronk, A., van de Ven, M., & Wu, S. 2012. Effect of specimen size on fatigue behavior of asphalt mixture in laboratory fatigue tests. Dans *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements: Mechanisms, Modeling, Testing, Detection and Prevention Case Histories* (pp. 827-836). Springer.
- Lundstrom, R., Di Benedetto, H., & Isacsson, U. 2004a. Influence of Asphalt Mixture Stiffness on Fatigue Failure. *Journal of Materials in Civil Engineering - J MATER CIVIL ENG*, 16. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:6(516)
- Lundstrom, R., Di Benedetto, H., & Isacsson, U. 2004b. Influence of asphalt mixture stiffness on fatigue failure. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(6), p 516-525.
- Lundstrom, R., Ekblad, J., Isacsson, U., & Karlsson, R. 2007. Fatigue Modeling as Related to Flexible Pavement Design. *Road Materials and Pavement Design*, 8(2), p 165-205. doi: 10.1080/14680629.2007.9690072.
- Maggiore, C. 2014. A comparison of different test and analysis methods for asphalt fatigue.
- Maggiore, C., & Airey, G. 2013a. Evaluation of stiffness and fatigue using 2 point bending and indirect tensile fatigue tests. Dans *Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements* (pp. 1030-1039).
- Maggiore, C., & Airey, G. 2013b. Evaluation of Stiffness and Fatigue Using 2 Point Bending and Indirect Tensile Fatigue Tests.
- Maggiore, C., Mino, G. D., Marsac, P., Liberto, M. D., Collop, A., & Airey, G. 2012. Fatigue resistance: is it possible having a unique response?
- Mamlouk, M. S., Souliman, M. I., Zeiada, W. A., & Kaloush, K. E. 2012. Refining Conditions of Fatigue Testing of Hot Mix Asphalt. *Advances in Civil Engineering Materials*, 1, 20120018.
- Mandel, J. 1966. *Cours de m'ecanique des milieux continus*. Gauthier-Villars.
- Mandel, J. 1972. *Plasticite classique et viscoplasticite*. Springer.

- Mandel, J. 1974. *Introduction à la mécanique des milieux continus déformables*. Editions scientifiques de Pologne.
- Mangiafico, S. 2014. Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends. *ENTPE, Lyon*.
- Mangiafico, S., Sauzéat, C., Benedetto, H. d., Pouget, S., Olard, F., & Planque, L. 2015. Quantification of biasing effects during fatigue tests on asphalt mixes: non-linearity, self-heating and thixotropy. *Road Materials and Pavement Design*, 16, p 73 - 99.
- Mangiafico, S., Sauzeat, C., Di Benedetto, H., Pouget, S., Olard, F., & Planque, L. 2015. Quantification of biasing effects during fatigue tests on asphalt mixes: non-linearity, self-heating and thixotropy. *Road Materials and Pavement Design*, 16(sup2), p 73-99.
- Mannan, U. A., Islam, M. R., & Tarefder, R. A. 2015. Effects of recycled asphalt pavements on the fatigue life of asphalt under different strain levels and loading frequencies. *International Journal of Fatigue*, 78, p 72-80.
- Marques, S. P., & Creus, G. J. 2012. *Computational viscoelasticity*. Springer Science & Business Media.
- Marsac, P., El-Bedoui, S., Larriere, A. 2010. *Influence de la température sur la caractérisation en fatigue d'un enrobé bitumineux* (n° No. 11P063).
- Marsot, A. (1993). Enrobés à haut module et liants modifiés. *Revue générale des routes et des aérodromes*, (711), p 39-41.
- Mateos, A., Wu, R., Denneman, E., Liu, A., & Harvey, J. T. 2017. Evaluation of the Effect of Deflection Waveform on Fatigue Test Results for Hot Mix Asphalt.
- Maupin, G. W., & Diefenderfer, B. K. 2006. Design of a High-Binder-High-Modulus Asphalt Mixture.
- Mazars, J., & Pijaudier-Cabot, G. 1989. Continuum damage theory—application to concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 115(2), p 345-365.
- Medani, T., & Molenaar, A. 2000. Estimation of fatigue characteristics of asphaltic mixes using simple tests. *HERON-ENGLISH EDITION*-, 45(3), p 155-166.
- Mehta, Y., Sauber, R. W., Owad, J., & Krause, J. S. 2008. Lessons Learned During Implementation of Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide.
- Moghaddam, T. B. 2019. DEVELOPMENT OF HIGH MODULUS ASPHALT CONCRETE MIX DESIGN TECHNOLOGY FOR USE ON ONTARIO'S HIGHWAYS.

- Mollenhauer, K., Wistuba, M., & Rabe, R. 2009. Loading frequency and fatigue: In situ conditions & impact on test results. Dans *2nd Workshop on four point bending* (pp. 24-25). University of Minho Guimarães, Portugal.
- Mollenhauer, K., & Wistuba, M. P. 2009. Loading Frequency and Fatigue : In situ conditions & Impact on Test Results.
- Monismith, C. L., Epps, J. A., & Finn, F. N. 1985. IMPROVED ASPHALT MIX DESIGN (WITH DISCUSSION).
- Monismith, C. L., Kasianchuk, D. A., & Epps, J. A. 1967. ASPHALT MIXTURE BEHAVIOR IN REPEATED FLEXTURE: A STUDY OF AN IN-SERVICE PAVEMENT NEAR MORROW BAY, CALIFORNIA.
- Moreno-Navarro, F., & Rubio-Gámez, M. d. C. 2016. A review of fatigue damage in bituminous mixtures: Understanding the phenomenon from a new perspective. *Construction and Building Materials*, 113, p 927-938.
- Moreno-Navarro, F., Sierra, F. J., Sol-Sánchez, M., Rubio-Gámez, M. C., Castillo, M., & Estévez, E. 2020. High-Performance Sustainable Asphalt Mixtures for High-Volume Traffic Roads in Severe Climates. *Sustainability*, 12(21), 8765.
- Moughabghab, Z. 1994. *Étude de l'orniérage, de la fissuration thermique et du désenrobage dans les enrobés bitumineux*. Université Laval.
- Mounier, D., Benedetto, H. d., Sauzéat, C., & Bilodeau, K. 2016. Observation of Fatigue of Bituminous Mixtures Using Wave Propagation. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28, 04015083.
- Moutier, F. 1991. *Etude statistique de l'effet de la composition des enrobés bitumineux sur leur comportement en fatigue et leur module complexe* (n° No. n°172). laboratoires des Ponts et Chaussées.
- Moutier, F., Duan, T.-h., & Chauvin, J. J. 1988. THE EFFECTS OF THE FORMULATION PARAMETERS ON THE MECHANICAL BEHAVIOR OF MIXES.
- MTQ. 2015. LC 26-320 - Détermination du pourcentage de vides et de la compacité dans les enrobés à chaud compactés. *Recueil des méthodes d'essai LC*.
- Myre, J. 1992. Fatigue of asphalt materials for Norwegian conditions. Dans *Seventh International Conference on Asphalt Pavements* (Vol. 3).
- National Academies of Sciences, E., & Medicine. 2010. Top-Down Cracking of Hot-Mix Asphalt Layers: Models for Initiation and Propagation.

- Nguyen, H. M., Pouget, S., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. 2009. Time-temperature superposition principle for bituminous mixtures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(9), p 1095-1107.
- Nguyen, M. L. 2009. Étude de la fissuration et de la fatigue des enrobés bitumineux.
- Nguyen, M. L., Chazallon, C., Sahli, M., Koval, G., Hornych, P., Doligez, D., . . . Godard, E. 2021. Design of Reinforced Pavements with Glass Fiber Grids: From Laboratory Evaluation of the Fatigue Life to Accelerated Full-Scale Test. *Lecture Notes in Civil Engineering*.
- Nguyen, M. L., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., & Tapsoba, N. 2013. Validation of the time-temperature superposition principle for crack propagation in bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 46, p 1075-1087.
- Nguyen, Q. T., Di Benedetto, H., & Sauzeat, C. 2015. Effect of fatigue cyclic loading on the linear viscoelastic properties of bituminous mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(8), C4014003.
- Nguyen, Q. T., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. 2012. Determination of thermal properties of asphalt mixtures as another output from cyclic tension-compression test. *Road Materials and Pavement Design*, 13(1), p 85-103.
- Nguyen, Q. T., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. 2014. Linear and nonlinear viscoelastic behaviour of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 48. doi: 10.1617/s11527-014-0316-5
- Nguyen, Q. T., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. 2015. Linear and nonlinear viscoelastic behaviour of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 48, 2339-2351.
- Olard, F. 2003. COMPORTEMENT THERMOMÉCANIQUE DES ENROBÉS BITUMINEUX À BASSES TEMPÉRATURES. Relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé.
- Olard, F., & Di Benedetto, H. 2003. General “2S2P1D” Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes. *Road Materials and Pavement Design*, 4, p 185 - 224.
- Omrani, H., Tanakizadeh, A., Ghanizadeh, A. R., & Fakhri, M. 2017. Investigating different approaches for evaluation of fatigue performance of warm mix asphalt mixtures. *Materials and Structures*, 50, p 1-16.
- Paas, M. H. J. W. 1990. Continuum damage mechanics with an application to fatigue.

- Pellinen, T. K., Christensen, D. W., Rowe, G. M., & Sharrock, M. J. 2004. Fatigue-Transfer Functions: How Do They Compare? *Transportation Research Record*, 1896, p 77 - 87.
- Pereira, P., & Pais, J. 2017. Main flexible pavement and mix design methods in Europe and challenges for the development of an European method. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 4(4), p 316-346. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2017.06.001>.
- Pérez-Jiménez, F., Botella, R., & Miró, R. 2012. Differentiating between damage and thixotropy in asphalt binder's fatigue tests. *Construction and Building Materials*, 31, p 212-219.
- Perraton, D., Baaj, H., Benedetto, H. D., & Paradis, M. 2003. Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai: aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(5), p 902-913.
- Perraton, D., Baaj, H., Di Benedetto, H., & Paradis, M. 2011. Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai : aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, p 902-913. doi: 10.1139/103-067
- Perraton, D., Carter, A., Proteau, M., Lamothe, S., & Pouteau, B. 2018. High modulus asphalt (EME) mixes for cold climate: HPAC ongoing cooperative Research project. Dans *Proceedings of the Sixty-third Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association*.
- Perraton, D., Di Benedetto, H., & Carter, A. 2011. Correspondances entre les coefficients des modèles de fatigue dans les méthodes mécanistiques-empiriques de dimensionnement de chaussées souples. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(11), p 1287-1299.
- Perraton, D., Di Benedetto, H., Carter, A., & Proteau, M. 2019a. Link between different bottom-up fatigue's law coefficients of mechanical-empirical pavement design software. *Construction and Building Materials*.
- Perraton, D., Di Benedetto, H., Carter, A., & Proteau, M. 2019b. Link between different bottom-up fatigue's law coefficients of mechanical-empirical pavement design software. *Construction and Building Materials*, 216, p 552-563.
- Perraton, D., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Hofko, B., Graziani, A., Nguyen, Q. T., . . . Grenfell, J. 2016. 3Dim experimental investigation of linear viscoelastic properties of bituminous mixtures. *Materials and structures*, 49, p 4813-4829.

- Perraton, D., Touhara, R., Benedetto, H. d., & Carter, A. 2015. Ability of the classical fatigue criterion to be associated with macro-crack growth. *Materials and Structures*, 48, p 2383-2395.
- Perraton, D., Touhara, R., Di Benedetto, H., & Carter, A. 2014. Ability of the classical fatigue criterion to be associated with macro-crack growth. *Materials and Structures*, 48. doi: 10.1617/s11527-014-0321-8
- Perraton, D., Touhara, R., Di Benedetto, H., & Carter, A. 2015. Ability of the classical fatigue criterion to be associated with macro-crack growth. *Materials and Structures*, 48, p 2383-2395.
- Pham, N. H., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., González-León, J.-A., Barreto, G., Nicolaï, A., & Jakubowski, M. 2015. Reclaimed asphalt pavement and additives' influence on 3D linear behaviour of warm mix asphalts. *Road Materials and Pavement Design*, 16(3), p 569-591.
- Phan, C. V., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Dayde, J., & Pouget, S. 2017a. Quantification of different effects occurring during fatigue tests on bituminous mixtures. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 40. doi: 10.1111/ffe.12646
- Phan, C. V., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Dayde, J., & Pouget, S. 2017b. Quantification of different effects occurring during fatigue tests on bituminous mixtures. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 40(12), p 2169-2182.
- PIARC (World Road Association), Use of Modified Bituminous Binders, *Special Bitumens and Bitumens with Additives in Road Pavements, Routes/Roads 303* also available from LCPC Eds, Paris (France), 1999.
- Piau, J. 1989. Thermomechanical modelling of the behaviour of bituminous mixes. *Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 163, p 41-55.
- Picado Santos, L., & Baptista, A. 2002. *ESTRUTURAS DE PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXÍVEL*.
- Planche, J.-P., Lesueur, D., & Hines, M. 1996. *EVALUATION OF ELASTOMER MODIFIED BITUMENS USING SHRP BINDER SPECIFICATIONS*.
- Poncelet, J. V. 1839. *Introduction à la mécanique industrielle, physique ou expérimentale*. Thiel.
- Pronk, A. 1995. Evaluation of the dissipated energy concept for the interpretation of fatigue measurements in the crack initiation phase.
- Pronk, A. 1999. Harmonization of fatigue tests—Possible or not. Dans *Proceeding of the seventh conference on asphalt pavements for southern africa*. Victoria Falls.

- Pronk, A., & Hopman, P. 1990. Energy Dissipation: The Leading Factor of Fatigue. *Proc. the Conference United States Strateg. Highw. Program. London Elsevier Sci. Publ.* 2ss —, 267.
- Pronk, A. C., & Erkens, S. M. J. G. 2002. A Note on Fatigue Bending Tests Using a Haversine Loading. *Road Materials and Pavement Design*, 3, p 106 - 195.
- Pronk, A. C., & Hopman, P. C. 1991. ENERGY DISSIPATION: THE LEADING FACTOR OF FATIGUE.
- Qabur, A. 2018. Fatigue Characterization of Asphalt Mixes with Polymer Modified Asphalt Cement.
- Quintus, H. L. V., & Moulthrop, J. S. 2007. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Flexible Pavement Performance Prediction Models for Montana--Volume II Reference Manual.
- Raithby, K., & Sterling, A. 1972. Some effects of loading history on the fatigue performance of rolled asphalt.
- Rao Tangella S.C.S., C. J., Deacon J.A. and Monismith C.L. 1990. *Summary report on fatigue response of asphalt mixture* (n° TM-UCB-A-003A-89-3). Strategic Highway Research Program
- Riahi Dehkordi, M. E. 2017. *Modélisation hétérogène du comportement thermomécanique des enrobés bitumineux sous sollicitations cycliques* (Limoges).
- Riahi, E., Allou, F., Botella, R., Fakhari Tehrani, F., Dubois, F., Absi, J., . . . Pérez-Jiménez, F. 2017. Modelling self-heating and thixotropy phenomena under the cyclic loading of asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, 18, p 155 - 163.
- Rohde, L., Ceratti, J. A. P., Núñez, W. P., & Vitorello, T. 2008. Using APT and Laboratory Testing to Evaluate the Performance of High Modulus Asphalt Concrete for Base Courses in Brazil.
- Rowe, G. 1993. Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 62.
- Rowe, G. M., & Bouldin, M. G. 2000. IMPROVED TECHNIQUES TO EVALUATE THE FATIGUE RESISTANCE OF ASPHALTIC MIXTURES.
- Salençon, J. 1983. *Livres hebdo*. Editions professionnelles du livre.
- Salençon, J. 2009. *Viscoélasticité pour le calcul des structures*. Éd. de l'École polytechnique.

- Santos, L. d. P., Capitão, S. D., & Pais, J. C. 2003. Stiffness modulus and phase angle prediction models for high modulus asphalt concrete. *International Journal of Pavements*, 2, p 37-49.
- Sayegh, G. 1965. Variation des modules de quelques bitumes purs et bétons bitumineux. *Paris: Thèse de Doctorat d'Ingénieur: Faculté des Sciences de l'université de Paris.*
- Schwartz, C. W., Gibson, N., & Schapery, R. A. 2002. Time-temperature superposition for asphalt concrete at large compressive strains. *Transportation Research Record*, 1789(1), 101-112.
- SETRA-LCPC. 1997. *SETRA: French design manual for pavement structures : Guide technique.*
- SETRA, L. 1994. Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée: Guide Technique. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme.*
- Shan, L., Tan, Y., Underwood, B. S., & Kim, Y. R. 2011. Separation of Thixotropy from Fatigue Process of Asphalt Binder. *Transportation Research Record*, 2207, p 89 - 98.
- Shell International Petroleum Company, I. 1978. *Shell pavement design manual : asphalt pavements and overlays for road traffic.* London: Shell International Petroleum Co. London.
- Shen, S., Airey, G., Carpenter, S. H., & Huang, H. 2006. A Dissipated Energy Approach to Fatigue Evaluation. *Road Materials and Pavement Design*, 7, p 47 - 69.
- Shen, S., & Carpenter, S. H. 2006. DISSIPATED ENERGY CONCEPTS FOR HMA PERFORMANCE: FATIGUE AND HEALING.
- Soliman, S. 1976. Influence des paramètres de formulation sur le comportement à la fatigue d'un enrobé bitumineux. *Rapport de recherche*, (58).
- Soltani, A., Solaimanian, M., & Anderson, D. A. 2006. *An investigation of the endurance limit of hot-mix asphalt concrete: Using a new uniaxial fatigue test protocol.* United States. Federal Highway Administration.
- Sybilski, D., Maliszewska, D., Maliszewski, M., & Mularzuk, R. 2008. Experience with high modulus asphalt concrete in Warsaw street overlays. Dans *Proceedings of Transport Research Arena Europe 2008 (TRA 2008) International Conference* (pp. 21-24).

- Tapsoba, N. 2012. *Comportement des enrobés bitumineux à base de matériaux recyclés et/ou fabriqués à température réduite* (PhD thesis, Univ. of Lyon-ENTPE).
- Tapsoba, N., Sauzéat, C., & Benedetto, H. D. 2013a. Analysis of fatigue test for bituminous mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(6), p 701-710.
- Tapsoba, N., Sauzéat, C., & Benedetto, H. d. 2013b. Analysis of Fatigue Test for Bituminous Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25, p 701-710.
- Tapsoba, N., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Baaj, H., & Ech, M. 2015. Three-dimensional analysis of fatigue tests on bituminous mixtures. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 38(6), p 730-741.
- Tayebali A.A., D. J. A., Coplantz J.S., Finn F.N., Monismith C.L., . 1994. Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures. Part II – Extended Test Program.
- Tayebali, A. A., Deacon, J. A., Coplantz, J. S., Harvey, J. T., & Monismith, C. L. 1994. MIX AND MODE-OF-LOADING EFFECTS ON FATIGUE RESPONSE OF ASPHALT-AGGREGATE MIXES (WITH DISCUSSION).
- Tayebali, A. A., Rowe, G. M., & Sousa, J. B. 1992. Fatigue response of asphalt-aggregate mixtures.
- Touhara, R. 2012. Étude de la résistance en fatigue des matériaux bitumineux.
- Tsai, B.-W., Harvey, J. T., & Monismith, C. L. 2002. HIGH TEMPERATURE FATIGUE AND FATIGUE DAMAGE PROCESS OF AGGREGATE-ASPHALT MIXES.
- Van Dijk, W., Moreaud, H., Quedeville, A., & Uge, P. 1972. The fatigue of bitumen and bituminous mixes. Dans *Presented at the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Grosvenor House, Park Lane, London, England, Sept. p 11-15, 1972.* (Vol. 1).
- Van Dijk, W., & Visser, W. 1977. Energy approach to fatigue for pavement design. Dans *Association of Asphalt Paving Technologists Proc* (Vol. 46).
- Wang, K. C. P., Hall, K. D., Li, Q. J., Nguyen, V., & Gong, W. 2009. Database Support for the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG).
- Wendling, L., & Piau, J. 1997. MEFISTO: un nouveau banc de fissuration pour l'étude de la fissuration en mode mixte des enrobés bitumineux. *4ème réunion annuelle GEO-Aussois*.
- Wöhler, A. 1870. *Über die festigkeitsversuche mit eisen und stahl*. Ernst & Korn.
- Wöhler, A. 1870. *Ueber die Festigkeits-versuche mit Eisen und Stahl*.

- Xiao, X. 2012. Risk analysis and reliability improvement of mechanistic-empirical pavement design.
- Yang, X., You, Z., Hiller, J., & Watkins, D. 2018. Updating and augmenting weather data for pavement mechanistic-empirical design using ASOS/AWOS database in Michigan. *International Journal of Pavement Engineering*, 19(11), p 1025-1033. doi: 10.1080/10298436.2016.1234278. Repéré à <https://doi.org/10.1080/10298436.2016.1234278>
- Zeida, W. A., Kaloush, K. E., Underwood, B. S., & Mamlouk, M. S. 2016. Development of a Test Protocol to Measure Uniaxial Fatigue Damage and Healing. *Transportation Research Record*, 2576, p 10 - 18.
- Zeida, W. A., Souliman, M. I., Kaloush, K. E., & Mamlouk, M. S. 2014. Endurance Limit for HMA Based on Healing Concept Using Uniaxial Tension-Compression Fatigue Test. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26, 04014036-04014036.
- Zhao, Y., & Richard Kim, Y. 2003. Time-temperature superposition for asphalt mixtures with growing damage and permanent deformation in compression. *Transportation Research Record*, 1832(1), p 161-172.
- Zhuang, S., Wang, J., Li, M., Yang, C., Chen, J., Zhang, X., . . . Ren, J. 2023. Rutting and Fatigue Resistance of High-Modulus Asphalt Mixture Considering the Combined Effects of Moisture Content and Temperature. *Buildings*, 13(7), 1608. Repéré à <https://www.mdpi.com/2075-5309/13/7/1608>
- Zou, X., Ding, B., Peng, Z., & Li, H. 2020. Damage analysis four-point bending fatigue tests on stone matrix asphalt using dissipated energy approaches. *International Journal of Fatigue*, 133, 105453.