ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
Ibrahim Soumaïla DIAKITÉ

CARACTÉRISATION D'UN ENROBÉ BITUMINEUX HAUTE PERFORMANCE ET ÉVALUATION DE SON UTILISATION EN COUCHE DE BASE EN REMPLACEMENT D'UNE GRAVE BITUME

MONTRÉAL, LE 30 JANVIER 2014

©Tous droits réservés, Ibrahim Soumaïla Diakité, 2013

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Alan Carter, directeur de projet, mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

M. Lotfi Guizani, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

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

LE 21 JANVIER 2014

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Mes premiers remerciements vont à l'endroit de mon père qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études.

Ensuite, je tiens à remercier mon directeur de mémoire M. Alan Carter, et mon co-directeur M. Daniel Perraton qui n'ont ménagé aucun effort pour le bon déroulement et l'aboutissement de ce projet.

Un grand merci à M. Francis Bilodeau et à M. Alain Desjardins techniciens au laboratoire des chaussées et matériaux bitumineux (LMCB) pour leur aide, soutien et conseils tout au long de ce travail.

J'adresse ma profonde gratitude à tous ceux qui de loin ou de près ont contribué d'une quelconque manière à la réalisation de ce projet.

Finalement je remercie toute ma famille pour son soutien est ses encouragements permanents.

CARACTÉRISATION D'UN ENROBÉ BITUMINEUX HAUTE PERFORMANCE ET ÉVALUATION DE SON UTILISATION EN COUCHE DE BASE EN REMPLACEMENT D'UNE GRAVE BITUME

Ibrahim Soumaïla DIAKITÉ

RÉSUMÉ

La production annuelle de grave bitume (GB) au Québec représente 17% de la production totale d'enrobé, soit 682 757 tonnes derrière ESG10 (soit 49,9%). Largement employés en couche de base, les graves bitumes répondent favorablement aux performances attendues d'eux. Par ailleurs, l'élaboration des graves bitumes nécessite l'emploi de plusieurs classes granulaires pour respecter les exigences de la norme LC. De plus le taux de liant reste élevé dans les graves bitumes, ce qui augmente leur coût de production quand on sait que le prix des matériaux grimpe de jour en jour en raison de la diminution des réserves existantes et du coût des technologies utilisées pour leur extraction.

L'objectif principal du présent programme de recherche est la formulation et la caractérisation d'un enrobé bitumineux haute performance ayant les mêmes performances que la grave bitume présentement sollicitée dans la couche de base de nombreuses chaussées.

Pour ce faire, plusieurs enrobés formulés avec des teneurs en filler variant de 9,5% à 15% ont été fabriqués avec un bitume de classe 64-28. Ils ont été formulés suivant le principe d'optimisation granulaire des enrobés SMA Cpack mises au point à l'ETS. Seulement deux formules parmi les enrobés fabriqués ont été retenues pour la caractérisation. Le premier enrobé EBHP-20_11% (avec 11% de filler) est le fruit de l'optimisation, tandis que le second EBHP 20_15% (avec 15% de filler) a été retenu pour savoir l'influence qu'a une variation du taux de filler sur les performances de ce type d'enrobé.

Finalement les propriétés des deux enrobés EBHP-20, ont été comparées entre eux dans un premier temps, et comparées à celles d'une grave bitume (GB 20) qui avait déjà été formulée et caractérisée avec un bitume de classe 64-28.

Les résultats montrent que l'EBHP-20_11% peut effectivement remplacer la GB-20 comme couche de base dans la chaussée puisque les résultats de l'essai d'orniérage pour les deux enrobés sont très proches; l'essai de TSRST indique qu'avec un même bitume (64-28), les températures de rupture des EBHP-20 sont en général inférieures ou égales à celles des GB 20; Concernant l'essai de module complexe, les EBHP-20 donnent des valeurs de module à 10 °C et 10 Hz, légèrement en dessus de celle de la GB-20. Les résultats des essais de fatigue montrent que l'EBHP-20_11% a une performance moindre que celle de la GB-20. Par contre, l'EBHP-20_15% donne une valeur de ε_6 très proche de celle de la GB-20. Il a été constaté également que l'augmentation de la teneur en filler améliore nettement la résistance à la fatigue.

Mots clés : Enrobé bitumineux, optimisation granulaire, couche de base, haute performance.

CARACTÉRISATION D'UN ENROBÉ BITUMINEUX HAUTE PERFORMANCE ET ÉVALUATION DE SON UTILISATION EN COUCHE DE BASE EN REMPLACEMENT D'UNE GRAVE BITUME

Ibrahim Soumaïla DIAKITÉ

ABSTRACT

The annual production of grave-bitume (GB) in the province of Quebec, of 682 757 tons represents 17% of the total production, just behind ESG-10 with 49,9%. Used as base layer, the grave-bitume can withstand easily the stresses from traffic. The mix design of GB requires two different aggregates stockpile. Also, the amount of binder needed is rather high, which makes those mixes expensive.

The main objective of this research program was to design and characterize a high performance bituminous mix EBHP with the comparable performance of a GB used as a base layer in a flexible pavement.

In order to achieve this, different mixes with different filler content, from 9,5% to 15% were designed with a PG 64-28 bitumen. Those mixes were designed following the aggregates packing optimization used for the SMA-Cpack developed at ETS. Only two mixes were characterized, the EBHP-20_11% with 11% filler and the EBHP-20_15% with 15% filler. They were selected to study the influence of the amount of filler on the thermo-mechanical characteristics.

The results have shown that the EBHP-20_11% can replace the GB-20 as a base layer mix in a flexible pavement because rutting resistance results from both mixes are similar, same goes for the thermal cracking. For the complex modulus, the value of the norm of the complex modulus at 10°C and 10 Hz are a bit higher for the EBHP compared to the GB-20. However, for fatigue resistance, the EBHP-20_11% has shown a fatigue resistance lower than the GB-20. The EBHP-20_15% did however have better fatigue resistance than the GB-20, which if probably due to the higher amount of filler in the mix.

Keywords: hot mix asphalt, granular optimization, base layer, high performance.

TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE 3
1.1 Introduction aux enrobés bitumineux 3
1.2 Types d'enrobés bitumineux 3
1.3 Principaux constituants d'un enrobé 4
1.3.1 Granulat 4
1.3.1.1 Élaboration des granulats 4
1.3.1.2 Caractéristiques intrinsèques 5
1.3.1.3 Caractéristiques de fabrication 6
1.3.1.4 Classe granulaire 7
1.3.1.5 Classification des granulats selon l'étude des enrobés 7
1.3.2 Le bitume 8
1.3.2.1 Élaboration industrielle du bitume 9
1.3.2.2 Composition physico-chimique du bitume 10
1.3.2.3 Structure du bitume 10
1.3.2.4 Propriétés générales du bitume 11
1.3.2.5 Caractérisations du bitume 12
1.3.2.6 Vieillissement du bitume 13
1.3.2.7 Assurances qualité du bitume 13
1.4 Caractéristiques d'un enrobé 14
1.5 Formulation des enrobés 14
1.5.1 Méthode de formulation des enrobées bitumineux 15
1.5.1.1 La méthode Marshall 15
1.5.1.2 La méthode du laboratoire des chaussées 16
1.6 Propriétés des enrobés 17
1.6.1 La résistance à l'orniérage 17
1.6.2 Module complexe 18
1.6.2.1 Principe d'équivalence temps-température 21
1.6.3 Résistance à la fatigue 22
1.6.4 Résistance à la fissuration thermique 24
1.7 Méthodes d'analyse des enrobés 25
1.8 L'enrobé à matrice de pierre (SMA) 25
1.8.1 Historique 26
1.8.1.1 SMA en Allemagne et en Europe 26
1.8.1.2 SMA au États unis 27
1.8.1.3 SMA au Canada 28
1.8.2 Principe du SMA 29
1.8.2.1 Le squelette granulaire 29
1.8.2.2 La teneur en liant 30
1.8.2.3 Le filler 30

1.8.2.4 Les Stabilisants 30
1.8.3 Propriétés des SMA 31
1.8.3.1 Résistance à l'orniérage 31
1.8.3.2 Résistance à la fissuration 36
1.8.3.3 Résistance à la fatigue 38
1.8.3.4 La rugosité 39
1.8.3.5 Autres performances du SMA 40
1.8.4 Durée de vie des SMA 41
1.8.5 Coût de production des SMA 41
1.8.6 Production du SMA 42
1.8.7 Mise en œuvre du SMA 43
1.8.8 Domaine d'application 44
1.8.9 Avantages des SMA 44
1.8.10 Désavantages des SMA 45
1.9 Notions sur le grave-bitume GB-20 45
1.10 Combinaisons granulaires 46
1.10.1 La granularité 46
1.10.2 La Porosité 47
1.10.2.1 Influence de la forme des particules sur la porosité : Angularité 49
1.10.3 Indice des vides 49
1.10.3.1 Évolution de l'indice des vides pour un mélange binaire sans interaction 50
1.10.3.2 Évolution de l'indice des vides dans mélange binaire avec interaction 51
1.10.4 Influence du rapport de dimension des particules sur la porosité dans mélange binaire 53
1.10.5 Mélange d'un granulat très fin avec un granulat grossier 54

CHAPITRE 2 PROGRAMME DE RECHERCHE ET MÉTHODE D'ESSAI 57
2.1 Programme de recherche 57
2.1.1 Phase I : Formulation en laboratoire 57
2.1.2 Phase II : Évaluation des propriétés des enrobés 58
2.1.3 Phase III: Synthèses et analyse des résultats 59
2.2 Présentation des différents essais réalisés 59
2.2.1 Essais de formulation 60
2.2.1.1 Détermination de la densité maximale 60
2.2.1.2 Évaluation de la maniabilité avec la presse à cisaillement giratoire 60
2.2.2 Essais thermomécaniques 62
2.2.2.1 Évaluation de la sensibilité à l'orniérage 62
2.2.2.2 Mesures du retrait thermique empêché (TSRST) 64
2.2.2.3 Mesures du module complexe 66
2.2.2.4 Essais de résistance à la fatigue 69
2.2.3 Essai de durabilité 70

2.2.3.1 Mesure de la tenue à l'eau 71
2.3 Sommaire des essais 71
2.4 Dimensionnement d'une chaussée type 72

CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DES MATERIAUX UTILISÉS, ET PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES 73
3.1 Description des matériaux 73
3.1.1 Le bitume 73
3.1.2 Matériaux granulaires 74
3.1.2.1 Granulats utilisés dans les enrobés EBHP-20 74
3.1.2.2 Granulats pour le grave bitume GB-20 77
3.2 Détermination de la formule d'EBHP à optimiser : (Méthode LC) 78
3.2.1 Granularité et caractéristiques des différents enrobés EBHP-20 79
3.3 Confection des éprouvettes 81
3.3.1 Fabrication des plaques 81
3.3.1.1 Plaques pour la résistance à l'orniérage 82
3.3.1.2 Éprouvettes pour le retrait thermique empêché et le module complexe 82
3.3.2 Éprouvettes pour la mesure de la tenue à l'eau 83
3.4 Présentation des enrobés 83
3.4.1 Formulation de l'enrobé de EBHP-20 84
3.4.1.1 Méthode de formulation des SMA-Cpack 84
3.4.1.2 Choix des classes granulaires 86
3.4.1.3 Principe d'optimisation de la granulométrie 86
3.4.1.4 Optimisation de la combinaison Gros-Intermédiaire 87
3.4.1.5 Optimisation de la combinaison «gros/intermédiaire» - Fin 88
3.4.1.6 Sélection du V_{be} suivant la GNM 90
3.4.1.7 Détermination de la formule de départ de EBHP-20 91
3.5 Caractéristiques physiques des éprouvettes 91

CHAPITRE 4 PRÉSENTATION DES RESULTAS 95
4.1 Essais de formulation 95
4.1.1 Granulométries des enrobés étudiés 95
4.1.2 Presse à cisaillement giratoire (PCG) 98
4.1.2.1 Enrobé bitumineux à hautes performances EBHP-20 99
4.1.2.2 Grave bitume 20 101
4.2 Essais thermomécaniques 101
4.2.1 Essais d'orniérage 101
4.2.1.1 Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20 102
4.2.1.2 Grave bitume 20 104
4.2.2 Essais de retrait thermique empêché (TSRST) 105
4.2.2.1 Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20 105
4.2.3 Essais de module complexe 107
4.2.3.1 Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20 108
4.2.3.2 4.2.3.2 Grave bitume 20 110

4.2.4 Essais de résistance à la fatigue 112
4.2.4.1 Le module complexe versus le nombre de cycle 112
4.2.4.2 La température versus le nombre de cycles 114
4.2.4.3 Angle de phase versus le module complexe 115
4.2.4.4 Variations des déformations versus le nombre de cycle 117
4.2.4.5 Indices de qualités 118
4.2.5 Tenue à l'eau 119

CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTAS 121
5.1 Essais thermomécaniques 121
5.1.1 Essais d'orniérage 121
5.1.2 Essais de retrait thermique empêché 124
5.1.3 Essais de module complexe 126
5.1.3.1 Analyse des courbes dans le plan Cole-Cole 128
5.1.3.1 Analyse selon les coefficients complexes 128
5.1.4 Essais de la résistance en fatigue 131
5.1.4.1 Évolution du module lors des essais de résistance à la fatigue 131
5.1.4.2 Critères de rupture de fatigue 135
5.1.4.3 Droite de fatigue : Courbe de Wöhler 139
5.1.4.4 Influence des paramètres de formulation sur la fatigue des enrobés 142
5.1.4.5 Comparaison des critères de rupture 143
5.2 Sommaire des résultats des essais réalisés 144
5.3 Dimensionnement d'une chaussée avec le EBHP en couche de base 145
5.3.1 Structure de chaussées 148
5.3.2 Résultats du dimensionnement 148

CONCLUSION 151

ANNEXE I FICHE TECHNIQUE DU GRANULAT 14-20 mm 153

ANNEXE II FICHE TECHNIQUE DU GRANULAT 0,08-0,630 mm 155

ANNEXE III ATTESTATION DE CONFORMITÉ DU BITUME 157

ANNEXE IV EXEMPLE DE CALCUL DES PROPORTIONS DU MÉLANGE EBHP-20 159

ANNEXE V RÉSULTATS DES ESSAIS DE PCG 165

ANNEXE VI CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES ÉPROUVETTES 167

ANNEXE VII PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DE FATIGUE 169

ANNEXE VIII CARACTÉRISTIQUES DES ENROBÉS À CHAUD FORMULÉS SELON LA NORME 4202 DU MTQ 181

ANNEXE IX RÉSULTATS DU DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES AVEC PAVEMENT-ME.....183

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....247

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Catégorie de gros granulats selon leurs caractéristiques intrinsèques de résistance à l'usure et aux chocs 8

Tableau 1.2 Catégories de gros granulats selon leurs caractéristiques de fabrication 8

Tableau 1.3 Catégories de granulats fins selon leurs caractéristiques intrinsèques de résistance à l'usure et de friabilité 8

Tableau 1.4 Principales proportions des constituants dans les enrobés SMA-Cpack-20 34

Tableau 1.5 Résultats de l'essai d'orniérage des enrobés SMA-Cpack 34

Tableau 1.6 Facteurs relatifs au bitume influençant sur la résistance à l'orniérage 35

Tableau 1.7 Facteurs relatifs au granulat influençant sur la résistance à l'orniérage 35

Tableau 1.8 Enrobés utilisés par Schmiedlin et Bischoff pour l'analyse des fissures 36

Tableau 1.9 Analyse des fissures par projet après 5 ans (% de fissuration) 37

Tableau 1.10 Analyses des fissures des projets (% de fissuration) 38

Tableau 1.1 Caracteristiques du GB-20 selon le MTQ 46

Tableau 1.12 Évolution du volume des vides pour un empilement dense de sphères lorsque la dimension moyenne du récipient R n'est plus infiniment grande devant le diamètre des grains d d'après Ben Aim 48

Tableau 1.13 Mesure de la porosité des empilements désordonnés de sphères loin de toute paroi d'après Ben Aim 48

Tableau 1.14 Relation entre le facteur d'angularité et la porosité d'une classe granulaire unidimensionnelle d'après Powers 49

Tableau 2.1 Paramètres d'essai à l'orniéreur MLPC 63

Tableau 2.2 Paramètres de l'essai TSRST 66

Tableau 2.3 Paramètres d'essais pour les essais de module complexe 67

Tableau 2.4	Sommaire des essais de caractérisation effectués dans le cadre de cette recherche	72
Tableau 3.1	Caractéristiques du bitume PG 64-28 (Données du fournisseur)	74
Tableau 3.2	Propriétés des granulats utilisés pour la confection des enrobés EBHP-20	76
Tableau 3.3	Caractéristiques des granulats utilisés dans la composition du GB-20	77
Tableau 3.4	Proportions des constituants de l'enrobé standard	79
Tableau 3.5	Granulométrie du combiné granulométrique des différents enrobés EBHP-20	80
Tableau 3.6	Caractéristiques des enrobés EBHP-20 et la GB-20	81
Tableau 3.7	Codification des différents enrobés de type EBHP-20	84
Tableau 3.8	Résultats des mesures de l'indice des vides des granulats	87
Tableau 3.9	Proportion pour la confection de l'enrobé EBHP-20	91
Tableau 3.10	Caractéristiques physiques des éprouvettes pour la réalisation d'essais de module complexe et de fatigue	92
Tableau 3.11	Caractéristiques physiques des éprouvettes pour les essais de retrait thermique empêché (TSRST)	93
Tableau 3.12	Caractéristiques physiques des éprouvettes d'enrobé EBHP-20_11% pour la tenue à l'eau	93
Tableau 4.1	Propriétés des granulométries des différents enrobés étudiés	96
Tableau 4.2	Valeurs de densité maximale des différents enrobés	98
Tableau 4.3	Résultats obtenue à la PCG pour les enrobés EBHP-20	100
Tableau 4.4	Résultat obtenue à la PCG pour le GB-20	101
Tableau 4.5	Résultats obtenus lors de l'essai d'orniérage sur les enrobés EBHP-20_11% et EBHP-20_15%	103
Tableau 4.6	Résultats obtenus lors de l'essai d'orniérage sur la GB-20	104

Tableau 4.7 Résultats d'essai de retrait thermique empêché sur les enrobés EBHP-20_11% et EBHP-20_15% 105

Tableau 4.8 Paramètres du modèle de 2S2P1D obtenus pour les enrobés EBHP-20 108

Tableau 4.9 Paramètres du modèle de 2S2P1D obtenus pour le GB-20 110

Tableau 4.10 Récapitulatif des essais de fatigue et modules initiaux 113

Tableau 4.11 Résultats de la tenue à l'eau pour l'enrobé EBHP-20_11% 119

Tableau 5.1 Durée de vie des éprouvettes testés à 10 °C et 10 Hz des enrobés 133

Tableau 5.2 Sommaire des valeurs des critères de rupture pour l'éprouvette P2C3 (EBHP 20_11% PG 64-28; Tcible = 10 °C; Fr = 10Hz; ε0= 95,9 μdéf) 138

Tableau 5.3 Valeurs des paramètres des droites de fatigues des enrobées selon les différents critères 140

Tableau 5.4 Récapitulatif des résultats des essais réalisés sur les trois enrobés 144

Tableau 5.5 Valeurs de la norme du module complexe utilisées dans Pavement-ME 146

Tableau 5.6 Valeurs de k_2 utilisées dans Pavement-ME pour les enrobés testés 147

Tableau 5.7 Valeurs de V_{be} et de teneur en vides dans Pavement-ME pour les enrobés testés 147

Tableau 5.8 Structure de chaussée pour Pavement-ME 148

Tableau 5.9 Résultat du dimensionnement avec Pavement-ME 149

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1	Structure d'un bitume de type sol et du type gel	11
Figure 1.2	Schématisation volumétrique d'un enrobé compacté	14
Figure 1.3	Illustration de la sollicitation sinusoïdale en traction compression sur un enrobé	19
Figure 1.4	Représentation du modèle 2S2P1D	20
Figure 1.5	Schéma des sollicitations induites de la chaussée lors du passage d'un véhicule	23
Figure 1.6	Illustration de l'évolution du module complexe lors d'un essai de fatigue	23
Figure 1.7	Illustration des éventuels composants du SMA	26
Figure 1.8	Mesures de la résistance à l'orniérage en fonction du pourcentage de projet	32
Figure 1.9	Illustration de la répartition des charges au sein de la structure granulaire des SMA	33
Figure 1.10	Évolution des fissures dans l'enrobé standard et les enrobés SMA	37
Figure 1.11	Illustration de l'effet de paroi	51
Figure 1.12	Disposition sans interférence à gauche, disposition avec interférence à droite	52
Figure 1.13	Représentation de l'effet de paroi et d'interférence	52
Figure 1.14	Évolution de l'indice des vides établi sur un combiné binaire	53
Figure 1.15	Variation de l'indice des vides dans le cas du mélange de	56
Figure 2.1	Organigramme du plan expérimental	58
Figure 2.2	Illustration du procédé physique (A) et mécanique (B) de la PCG	61

Figure 2.3 Localisation des points de mesurage (±1mm) pour chaque séquence de contrôle 63

Figure 2.4 Résultat type lors de l'évaluation à la sensibilité à l'orniérage 64

Figure 2.5 Illustration des éprouvettes lors de l'essai TSTRST, de module complexe et de fatigue 65

Figure 2.6 Courbe typique pour l'analyse d'un essai de retrait thermique empêché (TSRST) 65

Figure 2.7 Courbe typique du module complexe d'un enrobé dans le plan Cole et Cole 68

Figure 2.8 Exemple de représentation du module complexe d'un enrobé dans l'espace de Black 68

Figure 2.9 Exemple de Courbe maîtresse de module dynamique à 10 °C d'un enrobé, obtenue à partir de plusieurs isothermes 69

Figure 2.10 Illustration du montage d'une éprouvette sous la presse de sollicitation 70

Figure 3.1 Illustration des granulométries du gros granulat et du granulat intermédiaire 75

Figure 3.2 Illustration de granulométries do 0/5, 5/10 et 10/20 entrant dans la composition du GB-20 78

Figure 3.3 Procédure de carottage des éprouvettes pour les différents essais 82

Figure 3.4 Illustration de la proportion de gros granulats dans les SMA-Cpack 85

Figure 3.5 Évolution de l'indice des vides du combiné binaire de 40% de gros (g) et 60% de granulats intermédiaires (i) 89

Figure 3.6 Évolution de l'indice des vides du combiné binaire de 40% de (gros/intermédiaire) et 60% de fin (f). 90

Figure 4.1 Courbes granulométriques des enrobés EBHP-20 étudiés 97

Figure 4.2 Courbe granulométriques de la GB-20 97

Figure 4.3 Variation du VAM en fonction du taux de filler dans les enrobés EBHP-20 98

Figure 4.4 Évolution des vides en fonction du taux de filler à différents nombres de girations 100

Figure 4.5 Influence du taux de vide sur l'orniérage des enrobés 102

Figure 4.6 Évolution du pourcentage d'ornière suivant le nombre de cycles des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% 103

Figure 4.7 Évolution du pourcentage d'ornière suivant le nombre de cycles de l'enrobé de référence GB-20 104

Figure 4.8 Évolution de la contrainte en fonction de la température de trois échantillons de l'enrobé EBHP-20_15% 106

Figure 4.9 Évolution de la contrainte en fonction de la température de trois échantillons de l'enrobé EBHP-20_11% 106

Figure 4.10 Représentation de module complexe à 10°C des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% dans le plan Cole-Cole 108

Figure 4.11 Représentation du module complexe des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% dans l'espace de Black 109

Figure 4.12 Courbes maitresses à 10°C des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% 109

Figure 4.13 Représentation du module complexe du GB-20 dans le plan Cole-Cole 110

Figure 4.14 Représentation du module complexe du GB-20 dans l'espace de Black 111

Figure 4.15 Courbe maitresse à 10 °C du grave bitume GB-20 111

Figure 4.16 Variation du module complexe de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycles (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf) 114

Figure 4.17 Variation de la température à la surface de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycles (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf) 115

Figure 4.18 Variation du module complexe de l'éprouvette P2C3 en fonction de l'angle de phase (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf) 116

Figure 4.19 Variation de l'angle de phase de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycle (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf).....116

Figure 4.20 Écarts moyens de la déformation de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycles (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf).....117

Figure 4.21 Évolution des indices de qualité de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycle (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf).....118

Figure 5.1 Influence de l'ajout du filler sur les particules grossières dans l'enrobé EBHP 20 122

Figure 5.2 Variation du taux de bitume en fonction du taux de filler de l'EBHP-20.....122

Figure 5.3 Évolution d'ornières dans les enrobés EBHP-20_11% et GB-20.....123

Figure 5.4 Interaction entre les granulats et le bitume 125

Figure 5.5 Évolution du module du coefficient complexe des enrobés EBHP-20 par rapport à celui du GB-20 dans le domaine des fréquences équivalentes 129

Figure 5.6 Évolution de l'angle de phase du coefficient complexe des enrobés.....130

Figure 5.7 Évolution du dommage en fonction du nombre de cycle lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes d'EBHP-20_15% (PG 64-28; 10 °C et 10 Hz) 134

Figure 5.8 Évolution du dommage en fonction du nombre de cycle lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes d'EBHP-20_11% (PG 64-28; 10 °C et 10 Hz) 134

Figure 5.9 Évolution du dommage en fonction du nombre de cycle lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes du GB-20 (PG 64 28; 10 °C et 10 Hz).....135

Figure 5.10 Exemple de détermination du nombre de cycles selon le critère classique de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11 PG 64-28; T_{cible} = 10 °C; 136

Figure 5.11 Exemple de détermination du nombre de cycles selon le critère de.....137

Figure 5.12 Exemple de détermination du nombre de cycles selon le critère de rupture sur l'angle de phase de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11 PG 64-28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf).....138

Figure 5.13 Exemple de la représentation de la courbe de Wöhler.....140

Figure 5.14 Courbes de fatigue établie selon les critères classique et de fin de phase II à 10 °C et 10 Hz pour EBHP-20_11% (PG 64-28).....141

Figure 5.15 Courbes de fatigue établie selon les critères classique et de fin de phase II à 10 °C et 10 Hz pour EBHP 20_15% (PG 64 28).....141

Figure 5.16 Courbes de fatigue établie selon les critères classique et de fin de phase II à 10 °C et 10 Hz pour GB-20 (PG 64 28) 142

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

2S2P1D	Combinaison de deux ressorts, deux patins et un amortisseur
AASHTO	*American Association of State Highway and Transportation Officials*
ABS	Absorption
Asco-TP	Association pour la connaissance des Travaux Publics
ASTM	*American Society for Testing and Materials*
AT	Stabilité avec trempage
BBR	*Bending Beam Rheometer*
BHP	Béton à hautes performances
BM	Bitume modifié
BNQ	Bureau de normalisation du Québec
CDC	Cahier des charges
CFTR	Centre de formation en transport routier
Cpack	*Stone Mastic Asphalt with an optimal Coarse aggregate Packing*
Dépl.	Déplacement
Diam.	Diamètre
DSR	*Dynamic Shear Rheometer*
EATS	*European Asphalt Tour Study*
EB	Enrobé bitumineux
EBADE	*Ensayo de barrido de deformaciones* « Essai de fatigue »
EBHP	Enrobé bitumineux hautes performances
Éch.	Échantillon
ÉTS	École de technologie supérieure
FBE	Feuille de bitume effectif
FME	Feuille de mastic effectif
FENIX	Essai de traction développé par le laboratoire des chaussées de l'UPC
FHWA	*Federal Highway Administration*
GB	Grave bitume
GDOT	*Georgia Department of Transportation*
GNM	Grosseur nominale maximale

LA	*Los Angeles*
Larg.	Largeur
LC	Laboratoire des Chaussées
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LCMB	Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux
Long.	Longueur
LVDT	*Linear variable differentiel tranformer*
LUCREB	Laboratoire sur les chassées, routes, et enrobés bitumineux
Max.	Maximum
Min.	Minimum
MD	*Micro-Deval*
MLPC	Matériel du Laboratoire des Ponts et Chaussées
Moy.	Moyenne
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NAPA	*National Asphalt Pavement Association*
NCAT	*National Center for Asphalt Technologie*
PCG	Presse à cisaillement giratoire
PETT	Principe d'Équivalence Temps Température
PG	*Performance Grade*
RTFOT	*Rolling Thin Film Oven Test*
SHRP	*Strategic Highway Research of Program*
SMA	*Stone Matrix Asphalt*
ST	Stabilité sans trempage
Superpave	*Superior performing asphalt pavement*
TBA	Temperature bille-annaux
Temp.	Temperature
TG	Total granulométrique
TFOT	*Thin Film Oven Test*
TSRST	*Thermal Stress Restrained Specimen Test*
UPC	Université polytechnique de Catalogne

USIRF	Union des syndicats de l'industrie routière française
VAM	Vides inter-granulaires
V_i	Vides interstitiels
V_{be}	Volume de bitume effectif
V_{ba}	Volume de bitume absorbé
V_{ge}	Volume effectif du granulat
V_{mb}	Volume de l'enrobé compacté
M_{be}	Masse de bitume effectif
M_{ba}	Masse de bitume absorbé
M_b	Masse de bitume total
M_g	Masse du granulat
M_{mb}	Masse de l'enrobé compacté
VCB	Vides comblés par le bitume
VTM	Véhicule de transport des matériaux
Vs	Volume des solides
Vt	Volume totale
Vv	Volume des vides
WLF	Williams-Landel-Ferry

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

%	Pourcentage
°	Degré
°C	Degré Celsius
Db	décibel
d	Plus petite dimension d'un granulat
D	Plus grande dimension d'un granulat
H	Température limite élevée du bitume
-L	Température limite Basse du bitume
R	Rayon moyen
α	Coefficient de régression du module complexe (sans dimension)
β	Coefficient de régression du module complexe (sans dimension)
δ	Coefficient de régression du module complexe (sans dimension)
η	Viscosité newtonienne d'un amortisseur
φ	Angle de déphasage
t_{lag}	Temps de déphasage entre la contrainte et la déformation
μm	Micromètre
ε_0	Amplitude de la déformation
σ_0	Amplitude de la Contrainte
σ_0	Contrainte de rupture effective
σ_u	Contrainte de rupture mesurée
τ_E	Temps de relaxation
ω	Pulsation
fr	Fréquence
A_0	Coefficient de régression du module complexe (sans dimension)
A_1	Coefficient de régression du module complexe (sans dimension)
A_2	Coefficient de régression du module complexe (sans dimension)
b %	Pourcentage de bitume
C_1	Constante du module complexe
C_2	Constante du module complexe

Cm	Centimètre
M_{essai}	Masse d'enrobé
D_{gb}	Densité du granulat brute
D_{ga}	Densité du granulat apparente
D_{mm}	Densité maximale du mélange
D_{mb}	Densité brute de l'enrobé
E*	Module Complexe
|E*|	Norme du Module Complexe
E∞	Module vitreux
E_0	Module instantané du module complexe
E_1	Composante élastique du module complexe
E_2	Composante visqueuse du module complexe
Fr	Fréquence
g	Gramme
H_{60g}	Hauteur de l'éprouvette à 60 girations
H_{min}	Hauteur à de l'éprouvette au début de l'essai (0 giration)
h	Exposant pour l'analyse des modules complexes
Hz	Hertz
i	Nombre complexe
k	Exposant pour l'analyse des modules complexes
k_1	Constante sans unité
k_2	Inverse de la pente de Wöhler
k_3	Constante sans unité
kg	Kilogramme
km	Kilomètre
kPa	Kilopascal
kN	Kilonewton
L	Litre
m	Mètre
min	Minute

mm	Millimètre
mPa*s	Milli pascal seconde
MPa	Méga pascal
N	Newton
n	Porosité
e	Indice des vides
p	Proportion des gros granulats dans le mélange
p_i	Dosage maximale de granulat grossier
p_s	Dosage maximale de granulat fin
g	Quantité de granulat grossier
f	Quantité de granulat fin
j	Jeu de granulat
G	Porosité du granulat grossier
F	Porosité du granulat fin
Pa	Pascal
P_{ba}	Pourcentage de bitume absorbé
P_{bi}	Pourcentage de bitume initial
S_0	Module de rigidité
Tb	Température basse de caractérisation
Te	Température élevée de caractérisation
Tg	Température de transition vitreuse
V	Volume
S	Surface

INTRODUCTION

Les chaussées en matériaux bitumineux représentent environ 95% des chaussées revêtues en Amérique du Nord. Au niveau structural, la couche de base en enrobé est très importante puisqu'elle apporte une grande partie de la rigidité de la structure et fait en sorte que la chaussée ait une longue durée de vie. C'est pourquoi, il est important de choisir le meilleur enrobé possible en couche de base afin de limiter les opérations de réhabilitation qui sont couteuse et qui nuisent aux usagers. Il est reconnu que les enrobés en couche de base doivent avoir une bonne résistance aux déformations permanentes, par l'utilisation d'un squelette granulaire optimisé et l'utilisation d'un bitume approprié, ainsi qu'une bonne résistance à la fatigue, apportée en grande partie par une teneur en bitume assez élevée. Les enrobés à matrice de pierre sont reconnus comme étant des enrobés qui résistent bien à la fatigue et surtout à l'orniérage.

Les enrobés à matrice de pierre SMA sont habituellement utilisés en couche de surface. Dans le cadre du présent mémoire, on désire étudier la possibilité d'employer les enrobés à matrice de pierre en couche de base. Plus précisément, il s'agit d'étudier le comportement des enrobés bitumineux haute performance (EBHP) qui sont formulés selon le principe des SMA.

Donc l'objectif de la recherche vise à comparer les performances d'un enrobé bitumineux à haute performance EBHP-20 formulé en laboratoire et d'une grave bitume GB-20. Plus spécifiquement, une fois que la formulation de l'EBHP-20 sera optimisée suivant le même principe que les SMA, les caractéristiques thermomécaniques comme la résistance à l'orniérage, la résistance à la fissuration thermique et le module complexe seront évalués, en plus de la résistance à la fatigue.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Introduction aux enrobés bitumineux

Les enrobés bitumineux sont des produits résultants principalement d'un mélange de granulats et de bitume portés à température élevée. Selon Langlois (2005), le chauffage des granulats et du bitume permet d'obtenir un enrobé homogène, maniable et sans ségrégation.

1.2 Types d'enrobés bitumineux

Selon Bitume Québec (2008), Chaque type d'enrobé est défini selon la nature et le dosage de ses constituants, par ses performances particulières et par la couche de la chaussée à laquelle il est destiné. Les enrobés peuvent donc se regrouper selon leur granularité, et leur proportion en granulats et bitume. Ainsi, selon Langlois (2005), on distingue :

Les graves bitumes, constituées de granulats dont la grosseur nominale maximale varie de 20 à 28 mm et d'une teneur en bitume de 3% à 4,5%. Ils sont utilisés en couche de base sur des épaisseurs variant de 60 à 150 mm;

Enrobés de liaison, utilisés entre deux couches d'enrobé, leur grosseur nominale maximale peut aller jusqu'à 14 mm. Ces enrobés, utilisant une teneur en bitume variant de 4% à 5,2%, sont souvent posés sur une épaisseur approximative de 60 mm;

Enrobés de surface, comprenant les enrobés imperméables, denses, semi-grenus, grenus et drainant, ils sont utilisés en couche de roulement. Leur grosseur nominale maximale varie de 5 à 14 mm et leur épaisseur varie en fonction du trafic.

1.3 Principaux constituants d'un enrobé

Les enrobés sont constitués majoritairement de granulats, et de liant hydrocarboné. Le terme liant hydrocarboné désigne uniquement le bitume, même s'il est parfois confondu au goudron dont l'utilisation est non recommandée.

1.3.1 Granulat

Le granulat peut être considéré minéralogiquement comme une espèce chimique naturelle se présentant sous forme de solide cristallin. C'est un matériau constitutif d'écorce terrestre formé d'un assemblage de minéraux présentant une certaine homogénéité et généralement dure et cohérente (Paradis 2006).

Les granulats peuvent provenir d'une source naturelle, ou d'une source artificielle. Les granulats issus de sources naturelles sont extraits de roches meubles ou massives par traitement mécanique au cours de leur production. Les granulats artificiels, quant à eux proviennent de la transformation thermique des roches ou de minerais, de la démolition d'ouvrages, de la récupération et du recyclage de sous-produits et déchets (Lelièvre 1994).

1.3.1.1 Élaboration des granulats

La production des granulats englobe généralement cinq opérations : Le décapage des niveaux non exploités, l'extraction des matériaux, le transfert sur les lieux de traitement, le traitement des granulats pour obtenir des produits finis, et la remise en état du site exploité (Michel 1997). D'après Lelièvre (1994), il est possible de résumer toutes les opérations en deux actions principales que sont l'extraction et le traitement.

L'extraction se fait de façon directe dans les dépôts meubles, mais dans les dépôts consolidés, un dynamitage plus ou moins prononcé est nécessaire pour dégager les granulats bruts. Le traitement est réalisé dans les installations de traitement généralement situés sur le site de la carrière. Il referme les opérations : de débitage pour séparer les particules plus fines

des blocs ou grosses particules destinées au concassage; de concassage pour réduire la grosseur des blocs ou particules; de criblage pour la sélection des grains de même taille; et enfin le lavage et dépoussiérage des granulats pour une meilleure adhérence lors du malaxage avec le bitume.

1.3.1.2 Caractéristiques intrinsèques

La connaissance des propriétés intrinsèques des matériaux granulaires est nécessaire avant tous travaux de génie civil, car elles sont liées à la nature même des granulats. Ces propriétés concernent la résistance à l'usure et à la fragmentation, la sensibilité aux agents atmosphériques, les propriétés mécaniques ainsi que les caractéristiques pétrographiques (Paradis 2006).

Le choc et l'usure sont deux notions bien présentes dans la vie des granulats de leur fabrication jusqu'à leur utilisation dans l'enrobé. Ils peuvent provoquer un changement de la granulométrie si les granulats sont de mauvaise qualité ou de forme. C'est pourquoi il est conseillé de choisir de granulats durs et de bonne forme. Selon Robert (2010), les roches à grains grossiers résistent peu aux chocs, tandis que ceux à grains fins résistent très bien aux chocs. Les granulats riches en minéraux argileux ou en minéraux d'altération sont sensibles à l'essai d'usure.

Rappelons que les résistances aux chocs et à l'usure sont déterminées par les méthodes d'essai LC 21-400 « Détermination de la résistance à l'abrasion au moyen de l'appareil Los Angeles », LC 21-070 « Détermination du pourcentage d'usure par attrition du gros granulat au moyen de l'appareil Micro-Deval » et LC 21-101 « Détermination du pourcentage d'usure par attrition du granulat fin au moyen de l'appareil micro-Deval » du ministère des Transports du Québec MTQ.

La masse volumique des granulats est un paramètre indispensable pour la formulation. En effet, étant donné que la formulation doit être effectuée sur une base volumétrique, la masse

volumique permet une conversion des masses en volumes (LELIEVRE 1994). On la détermine par la méthode d'essai LC 21-060 « Détermination de la masse volumique et du pourcentage de vides ».

Quant à la porosité et à l'absorption en eau des granulats, ce sont des paramètres tout aussi importants, surtout pour la méthode de laboratoire des chaussées pour laquelle l'absorption en eau constitue le tremplin pour l'estimation du taux de liant. Selon Paradis (2006), les granulats possédant une forte porosité et un taux d'absorption élevé résistent peu aux agents atmosphériques, et se dégradent en service.

1.3.1.3 Caractéristiques de fabrication

Les caractéristiques de fabrication sont des propriétés liées aux conditions d'exploitation et au processus d'élaboration des matériaux telles que la granulométrie, la forme et l'angularité des particules. Elles doivent faire l'objet d'un contrôle rigoureux car elles influent directement sur les performances de l'enrobé.

Une des principales caractéristiques de fabrication des granulats reste leur forme. Elle est évaluée selon la méthode d'essai LC 21-265 « Détermination du pourcentage de particules plates et de particules allongées ». Les granulats résistent très bien aux contraintes de compression mais beaucoup plus difficilement aux contraintes de flexion engendrées lors du malaxage en centrale, lors du compactage sur chantier et finalement par le trafic pendant toute la durée de vie de l'enrobé. A cet effet, Lelièvre (1994) suggère de limiter au maximum la quantité de particules plates. Par contre, un contenu élevé en granulats cubiques, fracturés et avec une texture de surface rugueuse offre un meilleur support que des granulats arrondis et lisses (Robert 2010).

La stabilité des enrobés exige que les granulats soient propres. En effet, la présence de particules fines adhérant aux gros granulats entraine un lien bitume-granulats déficient, ce qui peut entrainer à un désenrobage des granulats (Robert 2010). Pour les gros granulats,

l'essai dit de propreté superficielle est utilisée pour mesurer le pourcentage d'éléments fins subsistant après lavage. Pour les sables, l'essai d'équivalent de sable renseignant sur la qualité des argiles présentes, ou bien l'essai au bleu de méthylène donnant une idée de la nocivité des argiles présentes peuvent être utilisés (Mouliérac et Prévost 2001).

1.3.1.4 Classe granulaire

Selon Paradis (2006), la norme NQ 2560-114 définit un granulat selon sa plus petite dimension d, sa plus grande dimension D et selon une distribution précise entre ces deux limites. Selon l'efficacité des installations de concassage, l'homogénéité des produits, cette norme introduit cinq dimensions de tamis: 1,6D (deux tamis au-dessus de la plus grande dimension D), D (la plus grande dimension de la classe), (d+D)/2 (le tamis intermédiaire entre celui de d et celui de D), d (la plus petite dimension), et 0,6d (deux tamis au-dessous de la plus petite dimension d).

1.3.1.5 Classification des granulats selon l'étude des enrobés

Selon Meunier (2005), les granulats peuvent être classés pour l'étude de l'enrobé en trois parties : les gros granulats, les granulats fins, et le filler. Les gros granulats sont composés de particules de dimensions comprises entre 5 et 125 mm. Ils sont classifiés selon leurs caractéristiques intrinsèques et leurs caractéristiques de fabrication (*Voir* Tableau 1.1).

Sont considérés comme fins, les particules de granulat dont les dimensions sont comprises entre 0,315 et 5mm. Les granulats fins sont classés uniquement selon leurs caractéristiques intrinsèques. Le filler quant à lui est défini selon la norme LC 2101 comme un granulat fin dont les dimensions sont comprises entre 0 et 315µm. Cette définition du filler est confondue constamment avec celle de la fine considérée comme la partie du granulat dont les particules sont de dimensions comprises entre 0 et 80µm. Le filler doit être conforme à la norme ASTM D242 « *Standard specification for mineral filler for bituminous paving mixtures* ». Les caractéristiques des granulats fins et du filler sont données respectivement dans les Tableaux 1.2 et 1.3.

Tableau 1.1 Catégorie de gros granulats selon leurs caractéristiques intrinsèques de résistance à l'usure et aux chocs
Tiré de Robert (2010, p.8)

Caractéristiques intrinsèques	Méthodes d'essais	Catégories de gros granulats					
		1	2	3	4	5	6
Micro-Deval (MD)	LC 21-070	≤ 15	≤ 20	≤ 25	≤ 30	≤ 35	≤ 40
Los Angeles (LA)	LC 21-400	≤ 35	≤ 45	≤ 50	≤ 50	≤ 50	≤ 50
Micro-Deval et Los Angeles (MD+LA)	LC 21-400	≤ 40	≤ 55	≤ 70	≤ 75	≤ 80	≤ 85

Tableau 1.2 Catégories de gros granulats selon leurs caractéristiques de fabrication
Tiré de Robert (2010, p.9)

Caractéristiques De fabrication	Méthodes d'essais	Catégories de gros granulats				
		a	b	c	d	e
Fragmentation (%)	LC 21-100	≤ 100	≤ 75	≤ 60	≤ 60	≤ 50
Particules plates (%)	LC 21-265	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 30	-
Particules allongées (%)	LC 21-265	≤ 40	≤ 40	≤ 45	≤ 50	-

Note : Pour les particules plates et allongées, l'essai s'effectue sur la partie retenue au tamis de 10mm

Tableau 1.3 Catégories de granulats fins selon leurs caractéristiques intrinsèques de résistance à l'usure et de friabilité
Tiré de Robert (2010, p.10)

Caractéristiques Intrinsèques	Méthodes d'essais	Catégories de granulats fins		
		1	2	3
Micro-Deval (MD)	LC 21-101	≤ 30	≤ 35	≤ 35
Friabilité	LC 21-080	≤ 40	≤ 40	-

1.3.2 Le bitume

Le bitume est un liquide très visqueux, parfois quasi-solide composé essentiellement d'hydrocarbures ou des dérivés d'hydrocarbure. Dans l'enrobé, le bitume joue un rôle de

colle servant au maintien des grains du granulat entre eux. Par cette action, le bitume confère à l'enrobé non seulement sa cohésion mais également sa flexibilité et son imperméabilité (Lelièvre 1994).

Il est possible de trouver du bitume à l'air libre sous forme de suintements, notamment aux États-Unis, en Israël, au Mexique, au Venezuela et en France. Il existe également des gisements souterrains dans des roches poreuses au Canada et à Madagascar où l'on trouve des mélanges de bitume et de roches connus sous le nom d'asphalte naturel ou de sables bitumineux.

Une autre façon d'obtenir du bitume est la fabrication industrielle. En effet, avec la densification du réseau routier et la forte demande de bitume qui en découle (plus de 100 millions de tonnes utilisées chaque année dans le monde) les gisements naturels ne suffisent plus de nos jours. On a donc recours à la production du bitume par distillation de certains pétroles bruts. La partie la plus dense et la plus visqueuse du distillat constitue le bitume (USIRF 2011).

1.3.2.1 Élaboration industrielle du bitume

Le bitume industriel est obtenu par concentration suivant les opérations de distillation et de désasphaltage du pétrole brut. En effet, après les opérations de décantation et dessalage, le bitume et obtenu en portant le brut à une température supérieure à 300°C à la pression atmosphérique pour une première distillation. Pour obtenir un bitume plus raffiné, le résidu est redistillé sous vide.

Le désasphaltage survient seulement si la distillation directe ne permet pas d'obtenir des bitumes aux caractéristiques requises. Il est basé sur le principe de séparation physique des constituants par solubilisation différentielle des fractions lubrifiantes et bitumineuses. Le désasphaltage est donc appliqué sur la fraction la plus lourde obtenue après distillation sous pression atmosphérique (Mouliérac et Prévost 2001).

1.3.2.2 Composition physico-chimique du bitume

Le bitume est constitué de cinq éléments principaux bien proportionnés : le carbone à 83%, l'hydrogène à 10%, et l'oxygène, le soufre, l'azote et autre à 7%. Il peut être séparé physiquement par précipitation en deux composantes : les asphaltènes (5% à 20%) qui sont des solides apportant au bitume sa cohésion et sa dureté; et les maltènes qui sont des produits huilés dans lesquels baignent les asphaltènes. Selon Lelièvre (1994), les molécules de maltènes sont séparables à leur tour par chromatographie en d'autres hydrocarbures saturés (dont les paraffines), cyclique aromatiques (dont les naphtènes), et aromatiques polaires (résines).

1.3.2.3 Structure du bitume

Structurellement le bitume se présente comme un système colloïdal dans lequel les asphaltènes peptisés par les résines constituent les micelles ou phase dispersée tant dis que les huiles représentent la phase inter-micellaire ou phase continue. Selon Mouliérac et Prévost (2001), ce système peut avoir les caractéristiques des liquides newtoniens (type sol), ayant une excellente résistance aux sollicitations rapides et une sensibilité élevée aux sollicitations lentes ainsi qu'aux variations de température par rapport à un bitume possédant les caractéristiques des liquides non newtoniens (type gel) (*Voir* Figure 1.1). Le Comportement du bitume dépend de sa structuration qui dépend à son tour de l'agencement physique de ses principaux constituants.

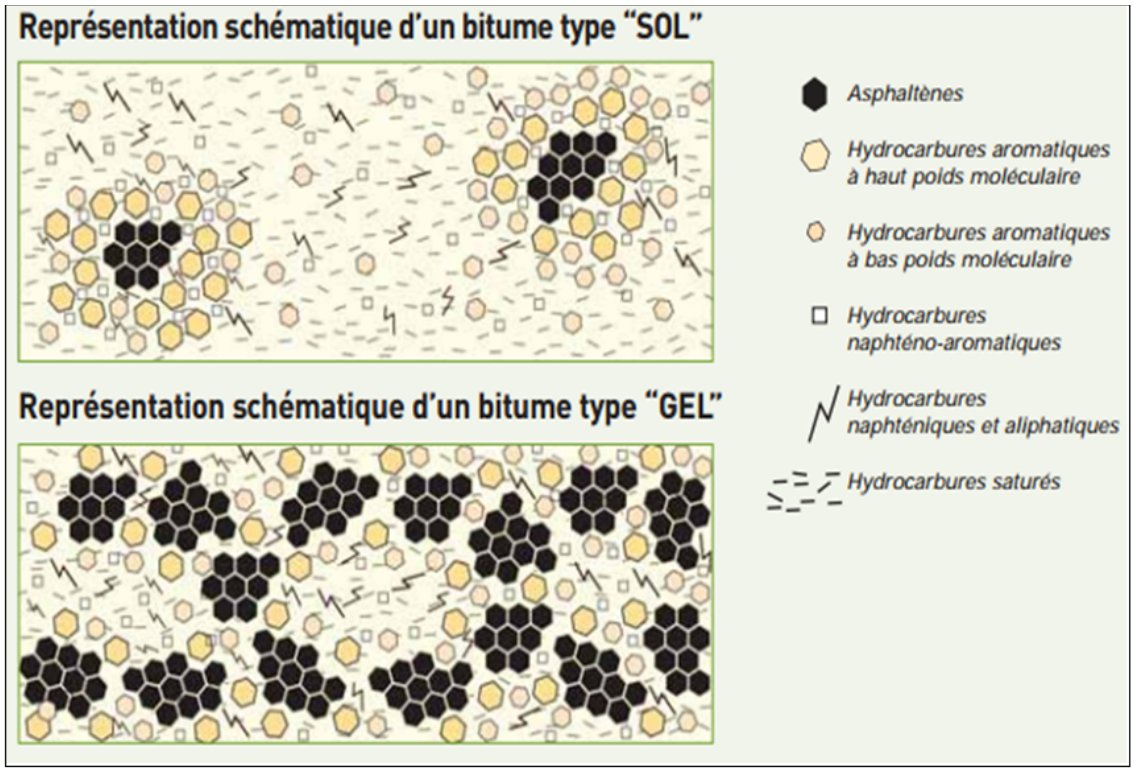


Figure 1.1 Structure d'un bitume de type sol et du type gel
Tirée de Bitume Info (2005, p.7)

1.3.2.4 Propriétés générales du bitume

Le bitume est reconnaissable par les principales caractéristiques suivantes :

- sa couleur noire;
- son imperméabilité à l'eau;
- sa susceptibilité à la température;
- son inertie chimique;
- son pouvoir d'adhésion et de rétention.

Le bitume possède un pouvoir agglomérant remarquable. Ses propriétés d'adhésion font de lui une colle de grande qualité permettant de lier les fractures minérales entre elles. Son pouvoir adhésif permet à l'enrobé de résister au phénomène de désenrobage par l'eau et par la plupart des agents chimiques (Mouliérac et Prévost 2001).

1.3.2.5 Caractérisations du bitume

Les programmes de recherche américain (SHRP) et canadien (C SHRP) ont permis de mettre au point des essais adéquats de caractérisation des bitumes, permettant de les classer selon leur performance à basse température et à haute température (Moreux et al. 1996).

Les basses températures peuvent entraîner dans la chaussée des dégradations de fissuration par fragilisation du liant bitumineux. Ceci se produit quand le liant atteint un niveau critique de rigidité, au-delà duquel il n'a plus une capacité de fluage suffisante pour encaisser les contraintes de retrait thermique qui se développent. La température basse de caractérisation du bitume Tb est obtenue au moyen d'essais BBR réalisés sur du bitume vieilli à long terme pour évaluer la résistance du bitume aux contraintes produites par le retrait thermique. Le vieillissement à long terme simule l'état d'oxydation d'un bitume ayant séjourné de cinq à dix ans dans un enrobé et que le bitume atteint alors sa rigidité maximale (Tourangeau et Labrie 1998).

Quant à la température élevée de caractérisation (Te), elle est déterminée par l'essai au rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR). Cet appareil mesure le module complexe et l'angle de phase qui sont des paramètres caractérisant le comportement viscoélastique du bitume et sa susceptibilité à la déformation ou à l'orniérage (Moreux et al. 1996).

D'autres caractéristiques tels que la teneur en cendre pour évaluer la pureté du bitume**,** la recouvrance d'élasticité ou mesure indirecte de la cohésion pour vérifier si le bitume a été modifié avec des élastomères, le pourcentage de variation de masse au RTFOT pour limiter les émissions de solvants volatils dans l'atmosphère lors de l'enrobage, et la stabilité au stockage pour éviter la démixtion des agents dans les bitumes modifiés, sont exigés dans la norme 4101 du MTQ (Tourangeau 2005).

1.3.2.6 Vieillissement du bitume

Par rapport aux différentes étapes de son utilisation, le bitume évolue dans le sens d'un durcissement progressif depuis le stade du stockage jusqu'au stade ultime de la vie du revêtement en service, du transport, en passant par ceux de la fabrication de l'enrobé en centrale, du stockage et de la mise en œuvre de l'enrobé (Mouliérac et Prévost 2001). D'après Scholz et Brown (1996), le durcissement du bitume peut être causé par l'évaporation de la fraction volatile, l'oxydation, la restructuration moléculaire ou par l'absorption d'une portion des huiles par les particules minérales.

Le vieillissement du bitume facilite la détérioration du revêtement qui, de surcout devient fragile, perméable à l'eau et susceptible à la désagrégation. L'essai le plus représentatif pour la simulation de l'évolution du bitume en laboratoire est l'essai RTFOT qui simule très convenablement le durcissement à l'enrobage et à la pose (Mouliérac et Prévost 2001).

1.3.2.7 Assurances qualité du bitume

La fabrication du bitume se fait dans un cadre parfaitement défini par les différents organismes tels que la MTQ. La maitrise de la qualité concerne quatre domaines principaux : les bruts, les procédés de fabrication, les procédures de contrôle, et les équipements de contrôle. Les bruts font l'objet d'une évaluation complète, leurs constituants doivent satisfaire à toutes les exigences des spécifications. Pour garantir la régularité des caractéristiques du bitume, la fabrication fait l'objet d'un contrôle continu.

Les équipements de fabrication doivent quant à eux, être entretenus et systématiquement vérifiés. Et enfin, les opérations de vérifications et étalonnages sont effectuées le plus souvent par un service différent du service utilisateur (Mouliérac et Prévost 2001). Et finalement, après caractérisation, des essais de contrôle doivent être effectués afin de s'assurer que le bitume conserve ses propriétés dans le temps.

1.4 Caractéristiques d'un enrobé

L'analyse des enrobés se fait sur une base volumétrique car certains de ses composantes telles que le volume des vides interstitiels (V_i), le volume des vides inter-granulaires (VAM) et le volume des vides comblés par le bitume (VCB) sont des volumes ne pouvant être pesés (*Voir* Figure 1.2). Cependant, cette approche volumétrique est transformée en termes de masses pour rendre possible la formulation des enrobés (Langlois 2005).

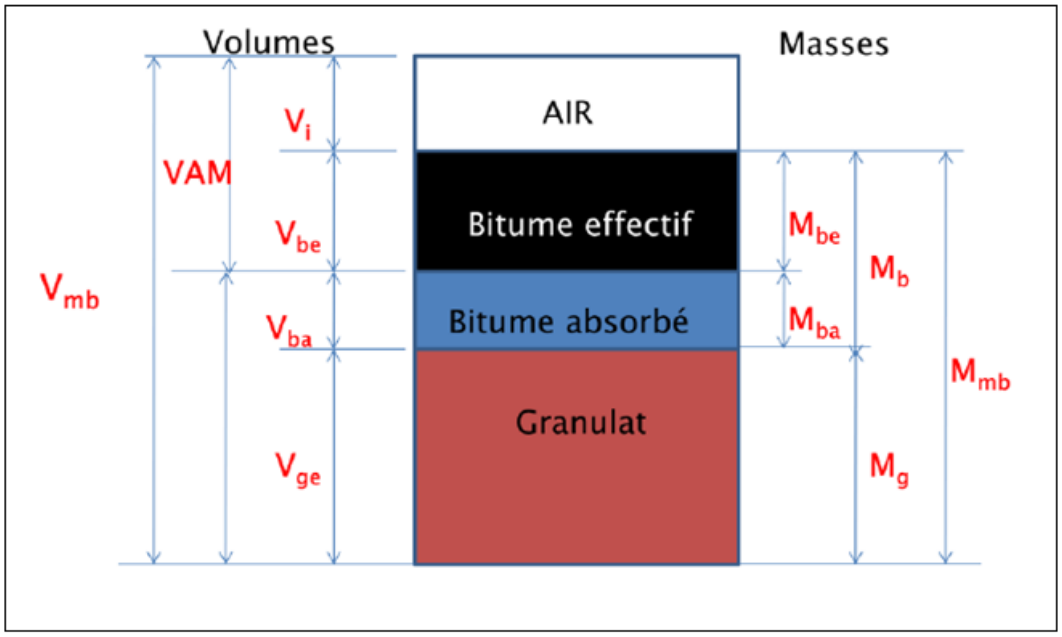


Figure 1.2 Schématisation volumétrique d'un enrobé compacté
Adaptée de Meunier (2012, p.5)

1.5 Formulation des enrobés

L'objectif de toute formulation vise à déterminer les dosages optimaux des divers constituants pour atteindre et assurer le maintien à un niveau satisfaisant des performances de l'enrobé au cours de sa vie utile. La formulation en laboratoire permet d'anticiper les propriétés d'usage des enrobés bitumineux (Planet-TP 2007). L'opération de formulation se décompose chronologiquement en trois étapes principales :

- la sélection et l'identification des constituants;
- la mise au point du mélange;
- l'épreuve de formulation ou l'évaluation des performances de l'enrobé.

1.5.1 Méthode de formulation des enrobées bitumineux

Les méthodes de formulations constituent l'ensemble des normes et opérations destinées à établir une formule d'enrobé qui respecte les objectifs de performance préalablement fixés. Plusieurs méthodes existent à cet effet, mais deux d'elles, utilisées au Canada, seront traitées. Il s'agit de la méthode Marshall et de la méthode LC du laboratoire des chaussées.

1.5.1.1 La méthode Marshall

La méthode Marshall est la méthode de formulation la plus utilisée au Canada. Au MTQ, cette méthode n'est plus utilisée que pour l'analyse et le contrôle de qualité au chantier. Les premiers concepts de cette méthode furent développés par Bruce Marshall vers la fin des années 30, puis révisés et améliorés par *U.S. Army*. Selon Junod (2004), le taux de liant est déterminé dans cette méthode en fonction d'une certaine densité du mélange, qui satisfait une stabilité minimale et un fluage évoluant dans un intervalle d'acceptation. La procédure de formulation peut se résumer en cinq étapes distinctes :

- le choix des constituants;
- la préparation des échantillons;
- la détermination de la stabilité et du fluage;
- la détermination de la densité et des vides;
- le choix de la teneur optimale.

En fonction de leurs caractéristiques physiques, les granulats font l'objet d'un premier choix. En suite en fonction de leur granulométrie et de leur densité, on procède à une seconde sélection des granulats permettant d'obtenir la courbe granulométrique de référence.
La teneur moyenne en bitume est déterminée approximativement par la formule suivant :

$$Pbi = \frac{\mathrm{TG} + 120}{100} \tag{1.1}$$

On choisit ensuite des teneurs qui s'écartent de 0,5% de la teneur moyenne ainsi calculée. La variation de 0,5% permet de couvrir une plage de teneurs de 2,5% ce qui est suffisant. Toutefois, en aucun cas la teneur en bitume ne doit être inférieure à la teneur minimale donnée par la norme (Laldji 2013). On prépare alors cinq mélanges avec des teneurs en liant différentes. Trois éprouvettes de chaque mélange sont fabriqués conformément à la méthode LC 26-020. Les échantillons sont ensuite compactés à l'aide d'un marteau aux dimensions normalisées et selon des règles bien précises. À la fin du compactage, on détermine la densité et les vides permettant de caractériser le mélange.

Après compactage, les échantillons sont soumis à un essai de stabilité et fluage. La stabilité est la force maximale que peut supporter l'échantillon et le fluage est la déformation plastique qui s'ensuit. Ces deux valeurs sont en quelque sorte des mesures permettant de prévoir la performance de l'enrobé. Le choix de la teneur optimale en bitume se fait en comparant les graphes représentant l'évolution du pourcentage de vides, de la densité, du fluage, de la stabilité, des vides du squelette minéral (VMA) et des vides remplis par le bitume (VCB) en fonction de la teneur en liant.

L'avantage de cette méthode de formulation réside dans sa simplicité, sa rapidité, et surtout c'est une méthode relativement complète. Par ailleurs, elle repose sur une densification par impact des éprouvettes, laquelle est non représentative des conditions de chantier.

1.5.1.2 La méthode du laboratoire des chaussées

La méthode LC a résulté de la combinaison de la méthode française du LCPC et la méthode Superpave qui est une méthode américaine. De la première, elle a repris le concept de formulation. Et de la seconde, elle a gardé le concept volumétrique. La méthode LC repose principalement d'une part sur la fixation du volume de bitume effectif dans l'enrobé (V_{be}) qui varie selon le type d'enrobé à formuler, et d'autre part, sur l'optimisation de la

granulométrie pour répondre aux critères sur les vides interstitiels à une énergie de compactage déterminée (Langlois 2005). Elle comporte deux niveaux de formulation :

- le premier niveau consiste à évaluer la maniabilité de l'enrobé à la PCG;
- le deuxième niveau permet de vérifier la performance de l'enrobé devant les charges lourdes par la mesure de la résistance à l'orniérage en laboratoire (Laldji 2013).

La méthode LC conduit à des enrobés généralement plus riches en bitume, donc plus résistants à la fissuration, que ceux formulés au moyen de la méthode Marshall.

1.6 Propriétés des enrobés

Les paramètres influençant les propriétés des enrobes sont la granulométrie, l'angularité, la forme des granulats, la teneur en fines, la dureté et le dosage en liant, et l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre (Bitume Québec 2005). Par ailleurs, les nombreuses fonctions de la chaussée à savoir la transmission des charges induites par le trafic au sol, la sécurité, et la protection des couches de la fondation contre les agents atmosphériques exigent des enrobés certaines propriétés dont la résistance à l'orniérage, la résistance à la fissuration par fatigue, la résistance à la fissuration thermique, et la résistance au désenrobage. Il est difficile bien sûr qu'un seul enrobé développe toutes ces propriétés en même temps sans toucher sa maniabilité, c'est pourquoi un compromis est nécessaire pour mettre en exergue les propriétés qu'on désir obtenir d'un enrobé (Langlois 2005).

1.6.1 La résistance à l'orniérage

Lamothe (2003) définit une ornière comme étant un tassement localisé, une dépression sur les traces de roues. L'orniérage des enrobé est largement débattu dans la littérature. Il est généralement observé sur les chaussées à trafic lourd où le passage répété des roues cause une déformation permanente de la chaussée. Par ailleurs, l'orniérage peut être associé à l'instabilité de l'enrobé, à l'usure du revêtement ou à une déficience de la capacité structurale de la chaussée. Les caractéristiques suivantes de l'enrobé peuvent être en partie responsables

de la formation d'ornières par fluage : le pourcentage et la qualité du bitume, le pourcentage de vide, la granulométrie et la qualité des granulats (Tremblay et La Fontaine 1996).

1.6.2 Module complexe

Le module complexe (E*) traduit la rigidité d'un matériau viscoélastique sous chargement cyclique. Lorsqu'un matériau présente un comportement viscoélastique linéaire, la réponse à un chargement sinusoïdal est également de type sinusoïdal mais avec un déphasage (*Voir* Figure 1.3). Le module complexe est le coefficient de proportionnalité entre l'amplitude sinusoïdale complexe de la contrainte, à une fréquence donnée, et l'amplitude sinusoïdale complexe de la déformation (Di Benedetto et De La Roche 1998).

Selon Carter et Perraton (2002), la norme du module complexe permet de mieux comprendre la distribution des charges dans la structure de la chaussée, et l'angle de phase informe sur le caractère élastique ou visqueux de l'enrobé. Rappelons que l'angle de phase est de 90° pour un matériau purement visqueux et de 0° pour un matériau purement élastique.

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi(\omega)} = |E^*| e^{i\varphi(\omega)} \qquad (1.2)$$

Où :

$E^*(\omega)$	Module complexe;
σ_0 et ε_0	Amplitude de la contrainte et l'amplitude de la déformation;
$\lvert E^* \rvert$	Norme du module complexe; $\lvert E^* \rvert = (E_1^2 + E_2^2)^{½}$
i	Partie imaginaire d'un nombre complexe ($i^2 = -1$);
ω	Pulsation ($2\pi f$) (rad/s);
φ	Angle de phase, $(\varphi = \omega * t_{lag})$;
t_{lag}	Temps de déphasage entre σ et ε

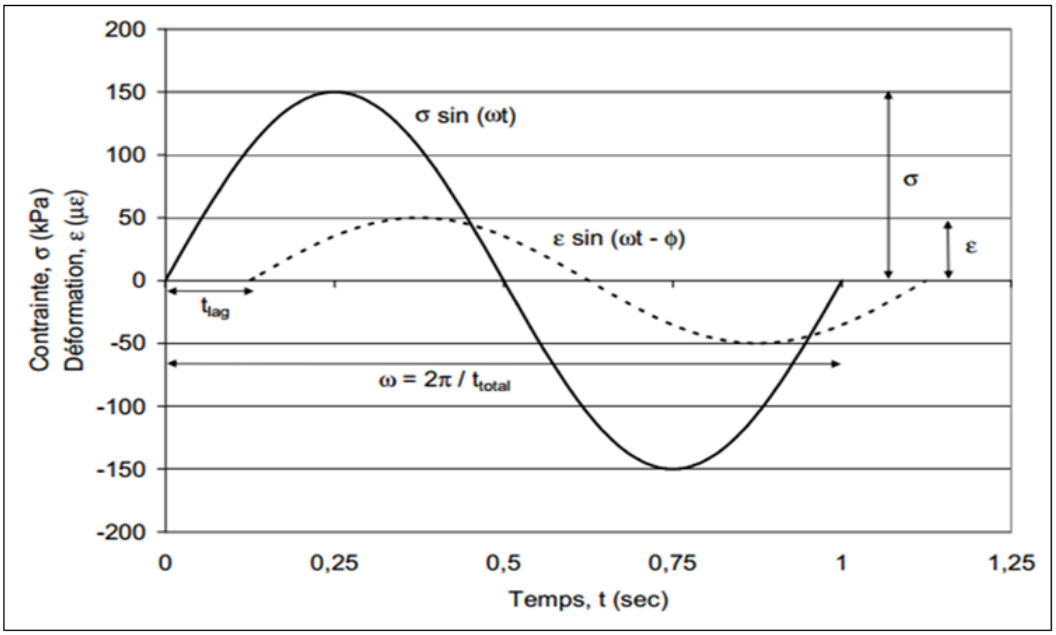


Figure 1.3 Illustration de la sollicitation sinusoïdale en traction compression sur un enrobé
Tirée de Doucet et al. (2011, p.21)

Par utilisation de l'expression mathématique : $e^{i\varphi} = \cos\varphi + i \sin\varphi$, le module complexe peut se mettre sous la forme d'un vecteur en se décomposant en deux parties : une partie réelle et une partie imaginaire (Aklonis et MacKnight 1983).

$$|E^*| e^{i\varphi} = |E^*| \cos\varphi + i |E^*| \sin\varphi \tag{1.3}$$

$$E^* = E_1 + i E_2 \tag{1.4}$$

Avec

$$E_1 = |E^*| \cos\varphi \qquad \text{et} \qquad E_2 = |E^*| \sin\varphi \tag{1.5}$$

La composante E_1 représente la partie réelle du module complexe, elle permet de quantifier l'énergie élastique emmagasinée. La composante E_2 quantifie l'énergie dissipée par frottement interne sous l'effet d'une sollicitation : C'est la composante visqueuse (Carter et Perraton 2002).

Pour décrire correctement le comportement rhéologiques des enrobés bitumineux, des chercheurs ont établi des modèles dont le plus récent constitue le 2S2P1D « *two springs, two parabolic elements and one dashpot* » (*Voir* Figure 1.4). Ce modèle est une généralisation du modèle analogique de Huet-Sayegh mais avec un ressort linéaire de plus pour tenir compte du caractère visqueux du bitume à haute température. Conçu pour les petites déformations, le 2S2P1D simule de façon correcte le comportement viscoélastique linéaire du bitume et des enrobés bitumineux (Olard 2003).

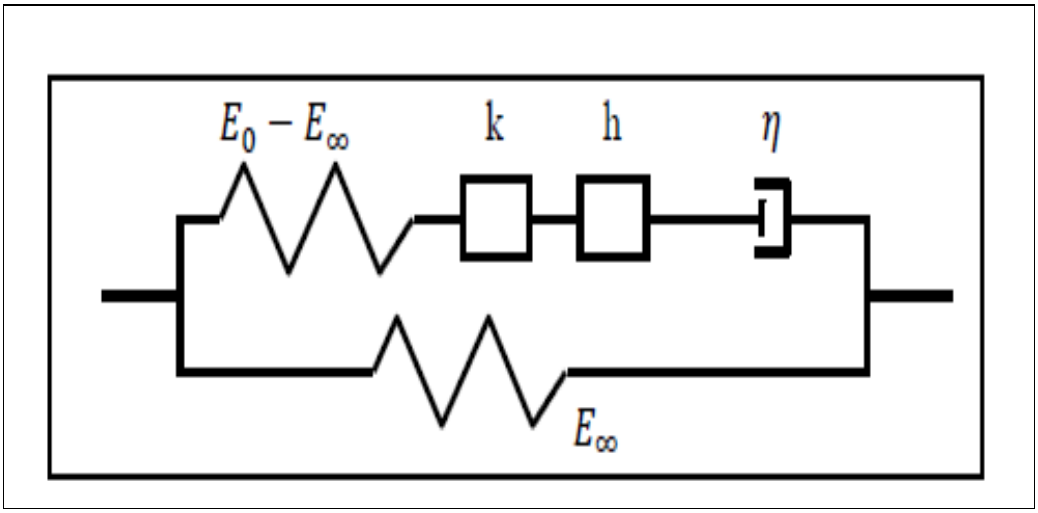


Figure 1.4 Représentation du modèle 2S2P1D
Tirée de Meunier (2012, p.93)

Avec le modèle 2S2P1D, l'expression du module peut s'écrire :

$$E^*(i\omega\tau) = E_\infty + \frac{E_0 + E_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau_E)^{-k} + (i\omega\tau_E)^{-h} + (i\omega\beta\tau_E)^{-1}} \tag{1.6}$$

Avec :

$$k = \frac{2 * \alpha}{\pi} \qquad et \qquad h = \frac{2 * \beta}{\pi} \tag{1.7}$$

Où :

i Nombre complexe déterminé par $i^2 = -1$;

ω Représente la pulsation, $(\omega = 2\pi * f)$;

k, h Sont des exposants avec $0 < k < h < 1$;

E_0 Représente le module obtenu lorsque ω tend vers l'infini (fréquences élevées et/ou températures basses);

E_∞ Représente le module obtenu lorsque ω tend vers zéro (fréquences faibles et/ou hautes températures);

α, β Sont des constante sans dimension;

η Représente la viscosité newtonienne de l'amortisseur ($\eta = (E_0 - E_\infty)*\beta*\tau_E$);

τ_E Résigne la constante de temps, dépendant de la température de calcul.

1.6.2.1 Principe d'équivalence temps-température

L'enrobé est un matériau viscoélastique par le bitume. En effet, en enrobant les granulats, le bitume confère à l'enrobé son caractère viscoélastique. Cela affecte les propriétés de l'enrobé, notamment son module qui devient dépendant à la fois de la température et de la fréquence. Selon Carter et Perraton (2002), le principe d'équivalence temps-température stipule qu'une diminution ou augmentation de la fréquence a respectivement un effet équivalent à une augmentation ou une diminution de la température sur le module. Ce qui veut dire, qu'il est possible d'obtenir pour des couples de température et de fréquence une même valeur du module.

Ainsi, il devient possible de faire translater les isothermes par rapport à une température de référence pour former une courbe unique caractéristique du matériau. Cela revient à multiplier chaque fréquence par un coefficient appelé facteur de translation dépendant de la température de l'isotherme donnée et de la température de référence.

$$E(\omega,T) = E(\omega.a_{T,}T_R) \qquad \text{avec } a_{T_{ref}} = 1 \tag{1.8}$$

Le facteur de translation est donné par la relation de WLF :

$$\log(a_T) = \frac{-C_1 \left(T_i - T_{ref}\right)}{C_2 + \left(T_i - T_{ref}\right)} \quad (1.9)$$

a_T Coefficient de translation de l'isotherme T_i par rapport à l'isotherme T_{ref};

T_i, T_{ref} Respectivement température d'un isotherme, et température de référence;

C_1, C_2 Constantes qui varient en fonction de l'enrobé et de la température de référence T_{ref}.

1.6.3 Résistance à la fatigue

Le passage d'un véhicule sur la chaussée provoque une tension à la base du revêtement (*Voir* Figure 1.5). Cette déformation en tension cause un endommagement qui se cumule à chaque passage. Chaque déformation dépend de la température de l'enrobé et de la vitesse du véhicule (Langlois et al. 1999). Selon Di Benedetto et De la Roche (2005), il est possible de déterminer le comportement des enrobés bitumineux en tenant compte du niveau de déformation imposé et du nombre de cycles de sollicitation qui en résulte. A faibles amplitudes de sollicitation ($<10^{-4}$), si le nombre de cycles imposé est supérieur à une dizaine de milliers, le matériau subit un endommagement dû à la fatigue (Perraton et al. 2003).

La fatigue entraîne la perte des propriétés mécaniques de la structure de la chaussée provoquant des microfissures par endroit, qui peuvent se généraliser et évoluer dans le temps vers la rupture. La rupture conduit finalement à une augmentation des déformations et une diminution de la capacité portante, qui se reflètent dans la valeur du module de rigidité (Villamor et Jimenez 2011).

Pour évaluer la résistance en fatigue des enrobés, plusieurs méthodes dont la flexion (2, 3, 4 points, ou supportée), traction directe à la MAER, traction-compression, traction indirecte,

encore les essais cisaillements peuvent être utilisées (Baaj 2002). Si les essais sont nombreux, ils utilisent tous soit l'un ou l'autre des deux principaux modes de sollicitations :

- un déplacement imposé créant une déformation imposée;
- une force imposée entrainant une contrainte imposée.

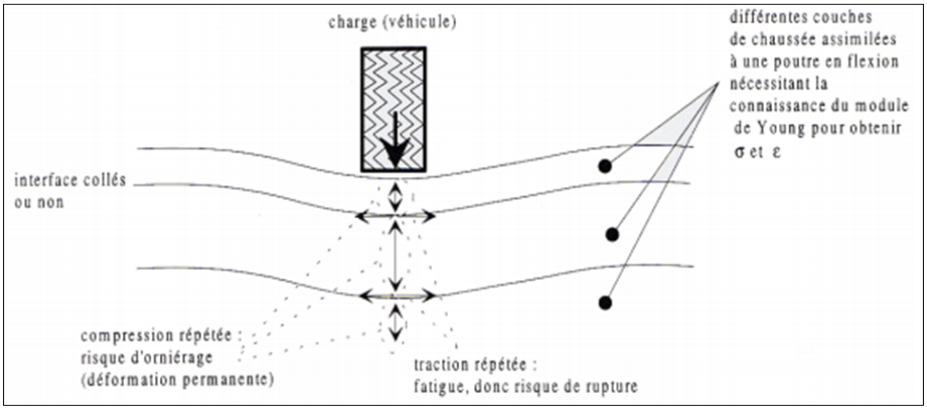


Figure 1.5 Schéma des sollicitations induites de la chaussée lors du passage d'un véhicule

Tirée de Baaj (2002, p.43)

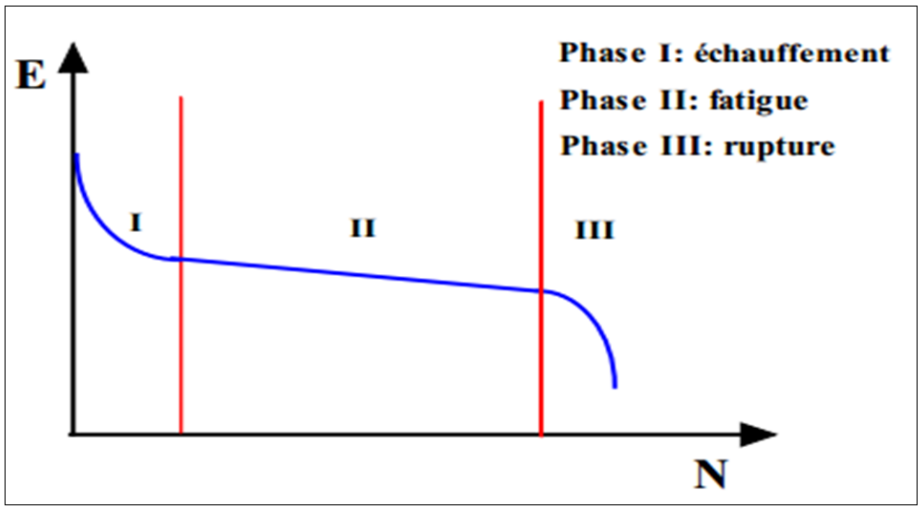


Figure 1.6 Illustration de l'évolution du module complexe lors d'un essai de fatigue
Tirée de Baaj (2002, p.61)

Selon Perraton et al. (2003), quel que soit le type de sollicitation imposé dans un essai de fatigue, l'évolution de la rigidité du matériau en fonction du nombre de cycles passe par trois phases (*Voir* Figure 1.6) :

La phase I ou phase d'adaptation : caractérisée par une chute rapide de la valeur du module à cause de l'échauffement du matériau et du phénomène thixotropique;

La phase II ou phase de fatigue : Durant cette phase, le module évolue de façon quasi linéaire avec le nombre de cycles. La fatigue y joue un rôle important malgré l'existence des effets thermiques;

Et la Phase III ou phase de rupture : pendant cette phase, le module de l'enrobé présente une décroissance rapide liée à une augmentation soudaine des contraintes dans le voisinage des zones endommagées. Les fissures se développent rapidement, ainsi que les perturbations thermiques. Il s'ensuit un endommagement de l'éprouvette conduisant à sa rupture.

1.6.4 Résistance à la fissuration thermique

Les premières fissures qui apparaissent sur un revêtement bitumineux sont généralement des fissures transversales causées par le retrait thermique. En effet pendant la période hivernale, sous l'effet de l'abaissement de la température, la couche de surface tend à se contracter. Cela se manifeste à l'échelle microscopique par une friction entre le liant et les granulats ayant des coefficients de dilatation différents. Lorsque la contrainte engendrée dans l'enrobé dépasse sa résistance en tension, il se crée une fissure transversale. Cette fissure constituant une porte d'entrée pour l'eau et les sels déglaçants, entraîne des problèmes de soulèvement par le gel, de décollement entre les couches d'enrobé et de lessivage de la fondation (Rioux et al. 1998).

1.7 Méthodes d'analyse des enrobés

Les méthodes d'analyses servent à évaluer les propriétés des enrobés. Il en existe plusieurs, mises au point dans divers pays ou pour diverses sortes d'enrobés. Ces méthodes diffèrent les unes des autres sur plusieurs points comme le mode d'exécution des essais, l'appareillage utilisé, et la température de réalisation des essais. Mais toutes ont pour but la mesure de la résistance de l'enrobé telle que la stabilité, la cohésion, et la résistance à l'orniérage face aux sollicitations du trafic.

Au Québec, comme la méthode utilisée est celle du laboratoire des chaussées, l'évaluation de la maniabilité et à la sensibilité à l'orniérage sont les seules exigées pour l'analyse des enrobés (Lelièvre 1994). Cependant, d'autres méthodes d'analyses telles que les essais de détermination du module de rigidité, de TSRTS, et de fatigue sont souvent réalisés pour évaluation plus avancée.

1.8 L'enrobé à matrice de pierre (SMA)

L'enrobé à matrice de pierre est un enrobé à granulométrie discontinue ayant une forte proportion (60% à 80%) de granulats grossiers (> 5mm), une forte teneur en bitume (5,5% à 7%), un fort pourcentage de filler minéral (7% à 11%), ainsi que des fibres minérales (1%) (Paradis al. 2004).

Le squelette granulaire d'un tel enrobé est constitué en majorité de granulat concassé. Des fines, du sable, des fibres et du bitume sont mélangés pour obtenir un mastic ou mortier bitumineux (Gourier 2009). Selon Tremblay (2002), le mastic permet d'assurer un meilleur contact pierre sur pierre. La Figure 1.7. montre l'ensemble des éléments qui entrent dans la composition des enrobés à matrice de pierre.

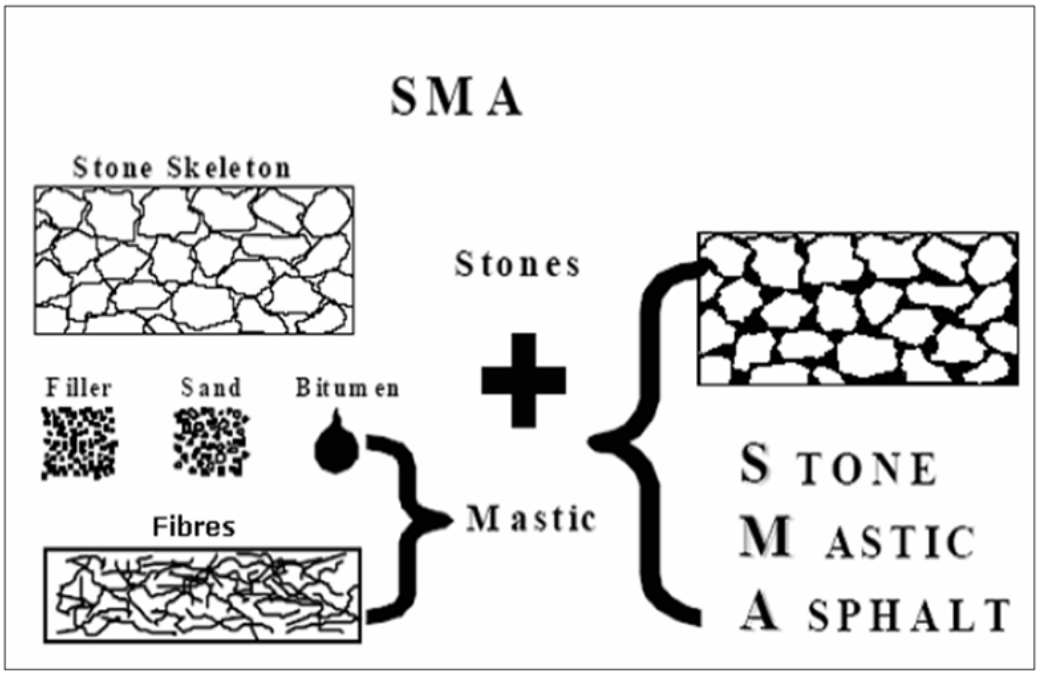


Figure 1.7 Illustration des éventuels composants du SMA
Tirée de civilenggseminar.blogspot.ca

1.8.1 Historique

Historiquement, le concept de SMA a commencé en Allemagne dans les années 60 avec pour objectif de contrer les ornières engendrées par les pneumatiques à crampon. Vu les bons résultats obtenus par son utilisation et les nombreux avantages qu'il offre, la technique du SMA fut exportée vers d'autres pays d'Europe et du monde.

1.8.1.1 SMA en Allemagne et en Europe

L'idée de fabriquer des enrobé SMA a germé pour la première fois dans la première moitié des années 1960 suite à l'apparition des problèmes de fluages constatés sur les couches de roulement à cause de l'utilisation des pneus cloutés et à l'augmentation croissant du trafic. Le premier mélange du type SMA a vu le jour avec le constructeur allemand STRAGAG. Il était composé de : 75% d'agrégats 5/8 mm, 15% de sable 0/2 mm, 10% de fines, 7% de bitume.

Le principal inconvénient de ce mélange était le fluage du liant. La fibre y a été donc ajoutée en tant que stabilisateur pour éviter le fluage du liant (Gourier 2009).

Plus tard, avec l'apparition de nouvelles ornières de fluage causées par une augmentation de charge sur la route, on a eu recours à nouveau aux enrobés SMA, mais cette fois avec l'utilisation d'un bitume plus dur et de faible taux. Cette action s'avéra une solution efficace au problème de fluage mais engendra un autre problème à savoir : la fissuration liée au manque de flexibilité de l'enrobé à basse température.

Par la suite, les enrobés SMA mis en place en couche de roulement ont continué à démontrer une grande résistance à l'orniérage et à la déformation tout en étant soumis à des trafics élevés ou lourds (Brown et Manglokar 1993). Le succès est tel que les SMA sont devenus le matériau choisi pour environ 50% des contrats de surfaçage et de construction neuve sur le réseau autoroutier allemand (Tremblay 2005). Néanmoins, les premières spécifications ne virent le jour qu'en 1984 avec la norme allemande *ZTV-Asphalt* 1984 (Gourier 2009). Les SMA furent alors sollicités pour être utilisés comme matériau de surface dans le réseau routier allemand et européen (Brown 1992).

En 1999, la production totale de SMA en Allemagne était de 5 200 000 tonnes, la surface de SMA représentait plus de 200 000 000 de km² (Gourier 2009). Cette utilisation progressa encore 2005 où les enrobés SMA représentaient une fraction importante (soit environ 7 500 000 millions de tonnes) de la production annuelle allemande d'environ 60 millions de tonnes d'enrobés (tous types d'enrobés confondus) (Tremblay 2005).

1.8.1.2 SMA au États unis

En 1989, John Gray, président du *National Asphalt Pavement Association* (NAPA), pensa que l'expérience européenne en matière de chaussée peut être bénéfique pour les recherches américaines dans le domaine des enrobés bitumineux. Il proposa une visite en Europe pour

examiner la qualité des chaussées et les techniques de production des enrobés ainsi que les équipements utilisés pour leur mise en œuvre.
C'est ainsi qu'en septembre 1990, une mission de 14 jours dirigée par l'AASHTO et composé d'experts et de représentants d'industries dont le NAPA, *l'Asphalt Institute*, *Federal Highway Administration* (FHWA) se rendirent en Europe. Un des points forts de ce voyage fut la découverte du SMA et de ses performances (Brown 1992).

De retour aux États Unis, le GDOT (*Georgia Department of Transportation*) décida d'utiliser, dès décembre 1990 le SMA sur son réseau routier. Comme la technologie des SMA était encore nouvelle pour les USA, le GDOT sollicita l'assistance d'autres organismes dont : *Laxa Bruk in Gothenburg, Sweden*, en collaboration avec Fiberand Corporation; le *Texas Transportation Institute*; le *Turner-Fairbanks Highway Research Center*; et la *National Center for Asphalt Technology* (NCAT). Par la suite d'autres sections de SMA furent posées dans d'autres États dont : Le Wisconsin le 10 Juillet 1991, l'Indiana en octobre 1991, le Michigan, le Missouri et plus tard dans d'autres états.

Depuis les dernières années, l'utilisation des enrobés SMA est en pleine croissance. En 1996, ont été produit plus 1 000 000 tonnes d'enrobés SMA dans le monde sur une production annuelle totale de 500 000 000 tonnes d'enrobé, ce qui équivaut à moins de 0,2% de la production globale d'enrobé bitumineux (Tremblay 2005).

1.8.1.3 SMA au Canada

Le premier enrobé à matrice de pierre « Médiflex » a été mis en place au Québec en 1990, sur l'autoroute 20, à la hauteur de Villeray, avec environ 30 000 tonnes de SMA posées. La production d'enrobés à matrice de pierre au Québec a ralenti vers 1994 avec l'arrivée de nouveaux enrobés grenus et semi-grenus (Paradis et al. 2004).

Néanmoins des projets de recherche ont été effectués par le Ministère des Transports et le Département de Transport du Toronto Métropolitain. C'est ainsi qu'ont été fait en Ontario

plusieurs pavages expérimentaux dont Don Mills Road en 1993, sur le boulevard Lakeshore en 1995 (5 000 tonnes d'enrobés posés sur 6 voies de 1,8 km), une section de l'Autoroute 401 (en 1996 avec 22 000 tonnes sur 11km), Don Valley en 1996, Parkway en 1998, Highway 2A en 1997, avenue Warden en 1999 (Aurilio et Parizeau 2003).

Compte tenu des bons résultats obtenus en Ontario, le ministère des Transports du Québec (MTQ) en collaboration avec l'école de technologie supérieure (ETS) décidèrent de mener un projet de recherche en 2002 visant à préciser les domaines d'application de l'enrobé SMA en réalisant une première planche d'essai sur l'autoroute 20 suivie d'une autre en 2003 sur l'autoroute 55 (Paradis et al. 2004). Compte tenu des résultats satisfaisants, l'enrobé à matrice de pierre a finalement été normalisé dans la norme 4202 « Enrobés à chaud formulés selon la méthode de formulation du laboratoire des chaussées » du ministère des Transports du Québec, sous le nom de SMA-10 (*Voir* Annexe VIII).

Au Québec, le SMA-10 est utilisé en couche de surface seulement sur les autoroutes ou sur les routes fortement sollicitées ayant un fort pourcentage de trafic lourd. De nos jours la technologie du SMA est développée et utilisée avec succès en Ontario, son implantation a été rapide en Amérique du nord mais plus lente au Québec.

1.8.2 Principe du SMA

Le SMA est un enrobé à granulométrie discontinue ayant une forte proportion de granulats grossiers (>5 mm), une forte teneur en bitume, un fort pourcentage de filler minéral, ainsi qu'un ajout de stabilisant (Paradis et al. 2004).

1.8.2.1 Le squelette granulaire

Le SMA demande des granulats concassés de haute qualité, qui doivent avoir un fort coefficient de résistance au polissage, un bon coefficient Los Angeles (Gourier 2009). La forte proportion de gros granulats concassés favorise le contact entre granulats, donnant ainsi un excellent squelette granulaire qui permet une bonne répartition des charges

appliquées (Paradis et al. 2004). Grâce à leur squelette granulaire et à leur mortier à haut pouvoir rigidifiant, les SMA présentent une résistance élevée aux déformations permanentes et conviennent aux couches de roulement soumises à des sollicitations particulièrement élevées (CDC-ENR05 2005).

1.8.2.2 La teneur en liant

La teneur en liant est élevée dans les enrobées SMA. Cela favorise une résistance élevée à la fatigue et aux fissurations à basses températures et à l'arrachement des granulats (CDC-ENR05 2005). Mais Il est important lors de la conception de la formule de ne pas appliquer un taux trop élevé de bitume car cela peut entrainer une augmentation de l'orniérage et une diminution de l'adhérence (Gourier 2009).

1.8.2.3 Le filler

Le filler employé dans les enrobés SMA a principalement deux fonctions: La réduction des vides interstitiels de l'enrobé et l'augmentation du pouvoir cohésif du mortier bitumineux. La teneur élevée en filler des enrobés SMA fait qu'ils n'ont pas une granulométrie ouverte et que leur texture reste assez fermée (Tremblay 2001). Le filler utilisé est de préférence un filler d'apport. Toutefois un maximum de 30% en filler de récupération est toléré (CDC-ENR05 2005).

1.8.2.4 Les Stabilisants

La teneur élevée en liant exige souvent l'ajout d'additifs stabilisants pour empêcher l'écoulement du liant lors de la fabrication et du transport et une ségrégation du liant lors du transport, de la mise en œuvre et du compactage de l'enrobé (CDC-ENR05 2005). L'ajout de stabilisant permet d'augmenter le taux de bitume (jusqu'à 7% en moyenne pour une utilisation en couche de roulement) sans risque de fluage de liant. Cela permet d'épaissir le film de liant entourant chaque granulat de 30% à 40%, favorisant ainsi la durabilité (Gourier

2009). Selon Donald et Watson (2003), plusieurs types de stabilisant peuvent être utilisés, mais techniquement et économiquement la fibre est de loin le meilleur.

1.8.3 Propriétés des SMA

Différentes études menées sur les enrobés de type SMA indiquent les caractéristiques suivantes obtenues grâce à ses constituants (Brown et Manglorkar 1993; West 1995):

- Une amélioration de la stabilité et de la résistance à l'orniérage et aux déformations grâce au contact pierre sur pierre et à l'utilisation de matériaux de bonne qualité;
- une texture de surface plus grossière favorable à l'augmentation de la résistance au glissement;
- une diminution considérable d'éclaboussures et de bruines fines générées par le passage des véhicules sur les surfaces mouillées principalement à cause de la texture de surface et de la capacité de drainage des SMA;
- une réduction du niveau sonore de la circulation automobile due à l'utilisation du haut taux de bitume et à la texture de surface de l'enrobé;
- la durabilité accrue au désenrobage, à l'arrachement et une augmentation de la durée de vie de l'enrobé principalement causée par le haut taux de bitume et des critères de qualité des matériaux;
- une amélioration des performances à basse température générée par l'utilisation du haut taux de bitume et du bitume modifié;
- une amélioration des propriétés suite au vieillissement de la chaussée principalement due encore à l'utilisation d'un haut taux de bitume.

1.8.3.1 Résistance à l'orniérage

De nombreuses études montrent que les enrobés SMA résistent mieux à l'orniérage que les enrobés conventionnels (Brown et al. 1996), et (Kandhal et al. 1998). En effet une étude a été

menée (Brown et al. 1997) sur plus de 100 projets routiers aux États Unis concernant les enrobés SMA construits entre 1991 et 1996. Cette étude visait à évaluer les performances de ces enrobés. Selon la conclusion de l'étude, 90% des enrobés avaient moins de 4 mm de d'ornière. Mieux encore 25% ne présentaient pas du tout d'ornière mesurable. La Figure 1.8 illustre le résultat de l'étude.

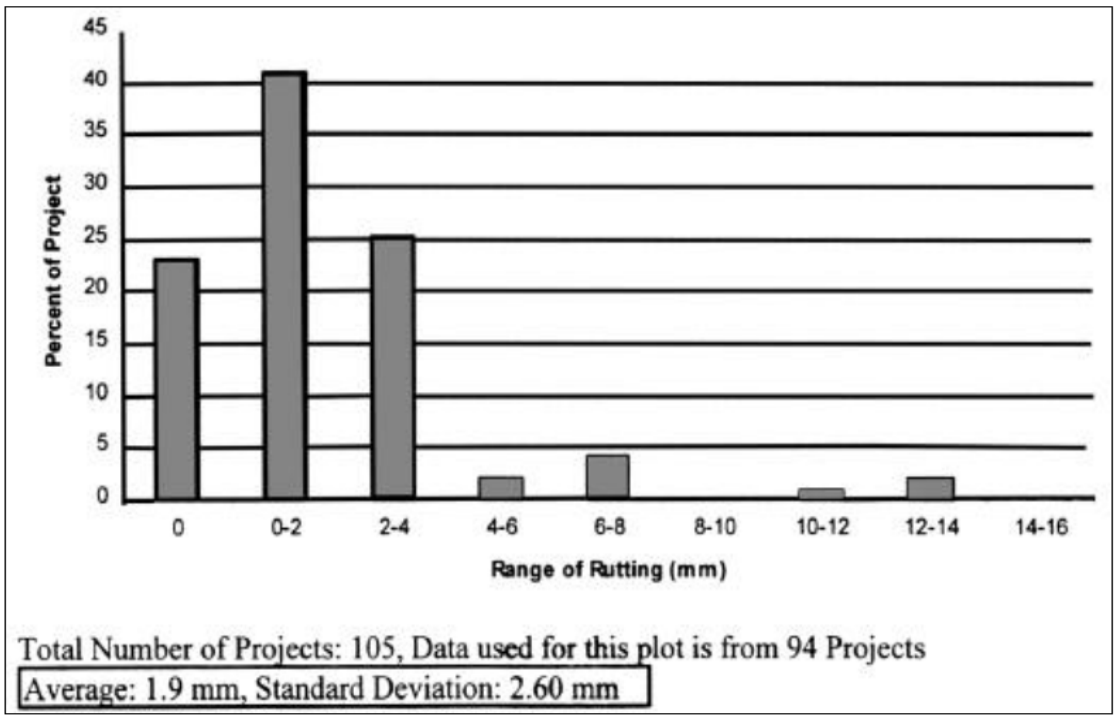


Figure 1.8 Mesures de la résistance à l'orniérage en fonction
du pourcentage de projet
Tirée de Brown et al. (1997, p.25)

Par ailleurs, une autre étude visant à évaluer la performance de l'enrobé SMA faite par Perraton et al. (2007) a conduit à la même conclusion que la précédente. Cette étude a porté sur 4 enrobés formulés selon la méthode de formulation des enrobés SMA-Cpack (SMA-Cpack5, SMA-Cpack10, SMA-Cpack14, et SMA-Cpack20). Les proportions des différentes constituants de ces enrobés et les résultats obtenus sont données respectivement dans les Tableaux 1.4 et 1.5.

De façon générale, la résistance l'orniérage diminue avec une augmentation du taux de bitume étant donné que celui-ci est un matériau thermoplastique. En effet, le bitume est susceptible à la température, donc par temps chaud, il a tendance à se ramollir ce qui fait chuter la résistance à l'orniérage (*Voir* Tableau 1.6). Mais ce n'est pas le cas des SMA puisque le transfert des charges est principalement assuré par les le contact pierre sur pierre (*Voir* Figure 1.9).

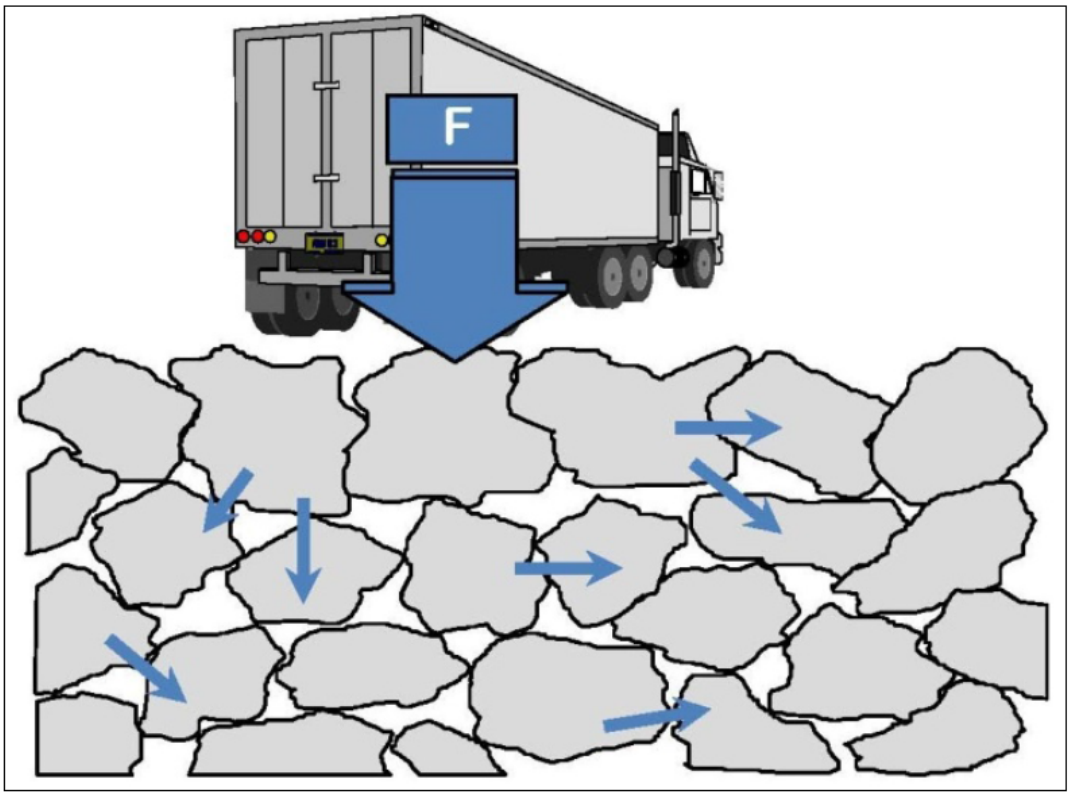


Figure 1.9 Illustration de la répartition des charges au sein
de la structure granulaire des SMA
Tirée de Villamor et Jiménez (2011, p.11)

Tableau 1.4 Principales proportions des constituants dans
les enrobés SMA-Cpack-20
Tiré de Perraton et al. (2007, p.19)

Enrobés		SMA 5	SMA 10	SMA 14	SMA 20
GNM (mm)		5	10	14	20
% massique	Filler	18,9	17,5	16	12,8
	Quartz 2075	n/a	n/a	3,1	9,2
	Quartz 4010	n/a	8.7	n/a	n/a
	2,5-5 mm	74,8	n/a	n/a	n/a
	5-10 mm	n/a	68	n/a	n/a
	10-14 mm	n/a	n/a	76,1	n/a
	14-20	n/a	n/a	n/a	73,8
	Fibre de cellulose	0,3	0,3	0,3	0,3
	Bitume (PG58-28)	6	5,6	4,5	4
% volumique	V_a	3,2	2,3	1,9	2,6
	V_F (<80 µm)	11,8	10,7	10	8
	V_I ($0.30V_F + V_I$)	5	12,6	7,2	12,1
	V_G	65,3	62,4	69,8	67,4
	V_{be}	14,7	12,4	11,2	9,9
	VAM	17,9	14,7	13	12,5
	Film de bitume effectif : FBE (µm)	5,6	6,5	5,3	5,5
	Film de mastic effectif : FME (µm)	75,7	65,5	75,8	66,4

Tableau 1.5 Résultats de l'essai d'orniérage des enrobés SMA-Cpack
Adapté de Perraton et al. (2007, p.19)

GNM (mm)		Pourcentage d'ornières (%)			
		5	10	14	20
Exigences MTQ	Enrobés	EG-5	ESG-10	ESG-14	GB-20
	1 000 cycles	≤ 10	≤ 10	n/a	n/a
	3 000 cycles	≤ 20	≤ 20	n/a	n/a
	30 000 cycles	n/a	n/a	≤10	≤10
SMA-Cpack	1 000 cycles	3,7	2,9	4,2	3
	3 000 cycles	6	4,7	4,6	3,8
	30 000 cycles	9	6,7	5,9	5,5

n/a : Non applicable

On remarque dans les Tableaux 1.6 et 1.7 que la plupart des facteurs qui favorisent la résistance à l'orniérage sont présents dans les SMA.

Tableau 1.6 Facteurs relatifs au bitume influençant sur la résistance à l'orniérage
Adapté de Lamonthe (2004, p.29)

Facteurs influençant le VAM, et la résistance à l'orniérage			**VAM**	**Résistance à l'orniérage**
Bitume	Vbe, VCB ou quantité de bitume	Très élevé	↑	↓(*)
		Élevé	↓	↓(*)
		Optimum	↓	↑
		Faible	↑	↓(**)

(*) Orniérage en raison du fluage de l'enrobé
(**) Orniérage en raison du post-compactage de l'enrobé

Tableau 1.7 Facteurs relatifs au granulat influençant sur la résistance à l'orniérage
Adapté de Lamonthe (2004, p.57)

Facteurs influençant la résistance à l'orniérage			**V_{be} requis**	**VAM**	**Résistance à l'orniérage**
Granulométrie	Granulométrie	Uniforme	↓	↑	↓
		Étalée	↑	↓	↑
	Forme	Arrondie	–	↓	↓
		Anguleuse	–	↓	↑
	Texture	Lisse	–	↓	↓
		Rugueuse	–	↑	↑
	D_{max}	Élevé	↓	↓	↑(*)
		Faible	↑	↑	↓
	Surface spécifique	Élevé	↑	↓	↓
		Faible	↓	↑	↓
	Teneur en filler	Élevé	↑	↑	↓
		Optimale	–	–	↑
		Faible	↓	↑	↓

(*) Dans le cas d'un enrobé en couche de roulement, l'orniérage d'usure par arrachement des granulats augmente si la grosseur nominale des particules est supérieure à 12mm.

1.8.3.2 Résistance à la fissuration

Dans l'optique d'évaluer les propriétés des SMA à long terme, Watson a effectué un suivi de l'étude de la fissuration des enrobés SMA que Brown a commencé en 1995. Cette étude portait sur 13 projets dans 5 États. À l'issu de l'étude, Watson conclut que les fissures semblent presque inexistantes. Il attribua le peu de fissuration observée à des erreurs de conception et aux propriétés des matériaux utilisés. Il ajouta que les chaussées en SMA semblent réduire la vitesse de propagation des fissures conduisant à une durée de vie plus longue comparativement aux enrobés classiques (Prowell et al. 2010).

Par ailleurs, Schmiedlin et Bischoff. (2002) ont effectué une étude portant sur six chaussées en SMA (voir Tableaux 1.8) dans le Wisconsin, dans le but de comparer sur une période de 5 ans leurs performances face à celles des enrobés denses. Parmi les paramètres comparés figurent: la performance globale, le taux de fissuration, l'adhérence, l'orniérage, l'impact du bruit et l'indice de rugosité internationale (IRI).

Tableau 1.8 Enrobés utilisés par Schmiedlin et Bischoff pour l'analyse des fissures
Tiré de Meunier (2005, p.31)

Type d'enrobé	Description
1	SMA + fibre de cellulose
2	SMA + fibre minérale
3	SMA + stabilisant polymère thermoplastique (% faible)
4	SMA + stabilisant polymère thermoplastique (% élevé)
5	SMA + stabilisant polymère élastomère (% faible)
6	SMA + stabilisant polymère élastomère (% élevé)
C	Enrobé dense standard

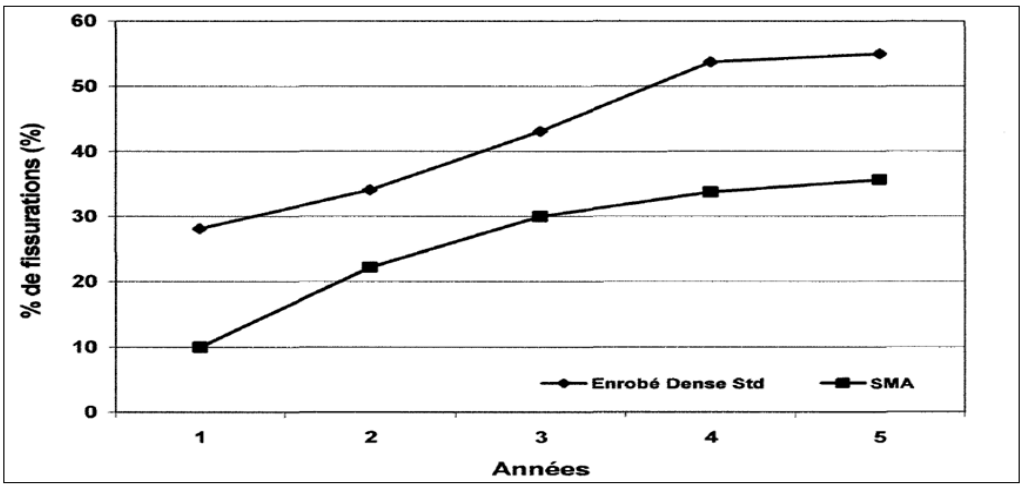


Figure 1.10 Évolution des fissures dans l'enrobé standard
et les enrobés SMA
Tirée de Meunier (2005, p.30)

Tableau 1.9 Analyse des fissures par projet après 5 ans (% de fissuration)
Tiré de Meunier (2005, p.31)

Projet N˚	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Enrobés	**Chaussée en béton armé continue (CRCP)**	**Chaussée en dalle de béton (JRCP)**	**EB sur surface mince de béton (PCCP)**	**EB sur base béton ordinaire (PCC)**	**EB**	**EB**
Enrobé de référence	69%	78%	68%	12%	67%	38%
SMA1	26%	68%	60%	6%	56%	1%
SMA2	21%	73%	56%	17%	47%	6%
SMA3	15%	86%	43%	13%	46%	7%
SMA4	25%	71%	39%	14%	48%	7%
SMA5	28%	71%	50%	10%	55%	8%
SMA6	38%	65%	42%	8%	60%	8%
Moyenne SMA	26%	72%	48%	11%	52%	6%

Les résultats indiquent qu'après la fin de la période d'évaluation, les chaussées en SMA ont produit de meilleurs résultats par rapport aux chaussées classiques pour la majorité des mesures des critères de performance. Plus précisément, les chaussées en SMA ont produit 19% de moins fissuration que les enrobés classiques (voir Figure 1.10). L'étude a montré également que les enrobés conçues avec une GNM plus grand résistent mieux à la fissuration que ceux possédant un GNM plus petit (*Voir* Tableaux 1.9 et 1.10).

Tableau 1.10 Analyses des fissures des projets (% de fissuration)
Tiré de Meunier (2005, p.32)

Enrobés	**Diam. Max.**		**Base**		**Résistance à la fragmentation**		
	9,5 mm	**16 mm**	**EB**	**PCC**	**LA = 22,5**	**LA = 26,5**	**LA = 34,5**
Enrobé de référence	72	39	53	58	40	72	53
SMA 1	51	21	33	39	16	62	30
SMA 2	50	23	37	36	19	60	31
SMA 3	47	22	38	32	14	66	25
SMA 4	45	23	37	31	20	60	23
SMA 5	50	24	36	38	19	63	29
SMA 6	48	25	37	37	23	62	25
Moy. SMA	49	23	36	36	19	62	27

1.8.3.3 Résistance à la fatigue

De façon générale, un enrobé riche en bitume aura une meilleure résistance à la fatigue et au vieillissement qu'un enrobé pauvre en bitume. Les enrobés à matrice de pierre avec une proportion en bitume sensiblement supérieure à celle des enrobés standards, ont une

meilleure résistance à la fatigue et au vieillissement par rapport aux enrobés standards (Paradis et Routhier 2006).

Selon la conclusion d'une étude effectuée par Villamor et Jiménez (2011) visant à évaluer la durabilité des enrobés SMA, les SMA présentent une excellente performance contre la fissuration par fatigue. L'étude a porté sur deux mélanges : soit le SMA-11 et SMA-16 sur lesquels on a appliqué l'essai de flexion à quatre points et deux autres essais: EBADE et FÉNIX développés par le Laboratoire des chaussé de l'université polytechnique de Catalogne (UPC). Les deux mélanges ont été réalisés en utilisant le même bitume modifié par polymères (BM-3c) dans une proportion similaire. De même dans les deux mélanges ont été ajoutées des fibres de cellulose (0,3%) afin de conférer une plus grande stabilité et d'éviter la ségrégation du liant. Cette étude a permis de conclure également qu'en général les SMA ont un comportement ductile et flexible, donc plus résistant au phénomène de fatigue.

1.8.3.4 La rugosité

La rugosité constitue un facteur important au niveau d'une chaussée qu'il faut maitriser pour la sécurité des usagers de la route. Elle sous-entend deux éléments majeurs : l'adhérence et la capacité de drainage de l'enrobé. L'adhérence est définie comme la capacité à mobiliser des forces de frottement du pneumatique d'un véhicule et la surface du revêtement, sous l'effet des sollicitations variées engendrées par la conduite. Il permet au véhicule de conserver à tout moment la trajectoire désirée, de réduire les distances de freinage et d'arrêt surtout sur chaussée mouillée, de favoriser les manœuvres d'évitement et enfin de réduire voire éviter des accidents (Cerezo 2005).

D'après TANG (2007), l'adhérence est influencée par de nombreux facteurs dont les plus importants sont : la présence de l'eau à la surface de la chaussée, les caractéristiques du pneumatique et la texture du revêtement (macro-texture et la micro-texture). La macro-texture est principalement fonction de la granulométrie des particules, de leur forme et de leur enchevêtrement. Elle va permettre, notamment, l'évacuation rapide des eaux de

surface par les espaces inter-granulaires de la couche superficielle (Julien, Bérubé et al. 1994). Par contre, la micro-texture fait surtout référence à la texture superficielle des grains, souvent liée à leur nature minéralogique, à leur structure et à l'aspérité saillante des particules fines en surface du revêtement (Cerezo 2005). La micro-texture est particulièrement importante au niveau de l'adhérence pneu-chaussée (Julien et al. 1994).

L'adhérence d'une chaussée peut être déterminée soit par des mesures indirectes de la macro-texture et de la micro-texture, soit par mesures directes de la seule macro-texture par le biais des mesures de frottement (CFTR 2005). Une des méthodes directes utilisée couramment est l'essai volumétrique ou l'essai de hauteur de sable selon l'ancienne dénomination. Les enrobés SMA possèdent des hauteurs de sable et des coefficients d'adhérence supérieurs à ceux des enrobés conventionnels (Richardson 1998). L'utilisation des SMA génère un indice de rugosité international légèrement supérieur à la moyenne des enrobés standards (Schmiedlin et Bischoff 2002).

1.8.3.5 Autres performances du SMA

Selon des études, il a été montré que les enrobés SMA produisent le même niveau sonore que les enrobés standards. Cependant, au niveau du son perçu chez l'être humain, le bruit généré par les SMA semble être diminué de 5 dB. Ce qui donne l'impression que les enrobés SMA sont moins bruyants que les enrobés conventionnels (Schmiedlin et Bischoff 2002), (Richardson 1999).

L'utilisation d'enrobés SMA génère moins d'éclaboussures et de bruines fines par les véhicules en temps de pluie comparativement aux enrobés standards. Par contre, étant donné la texture ouverte de l'enrobé, une bruine légère sans conséquence est observée plus longtemps après la pluie sur les SMA. Par ailleurs, selon Meunier (2002), les enrobés conventionnels tendent à créer un effet miroir la nuit par période pluvieuse, ce qui n'est pas observé avec l'utilisation des SMA puisqu'ils tendent moins à refléter la lumière.

1.8.4 Durée de vie des SMA

Selon les conclusions de nombreuses études sur des enrobés SMA posés en couche de roulement, la durée de vie des enrobés SMA serait supérieure à celle des enrobés conventionnels de plus de 25%. Grace aux caractéristiques de ses constituants, les SMA présentent une dégradation moins rapide et les seuils critiques sont atteints plus lentement que les enrobés Superpave ou de haut rendement (Watson 2002).

1.8.5 Coût de production des SMA

Selon l'expérience internationale, les enrobés SMA coûtent en moyenne, pour de gros tonnages, 30 % de plus à la tonne qu'un enrobé ordinaire (Paradis et al. 2004). Ce coût supérieur est dû aux matières premières et la mise en œuvre (West 1995).

En effet, l'emploi des SMA demande un taux élevé de liant, et nécessite souvent un agent stabilisant. L'utilisation de granulat de qualité supérieure est fortement recommandée (généralement on exige que les granulats fins et grossiers soient 100% concassés). La présence d'une quantité élevée de mortier bitumineux cohésif exige que les SMA bénéficient plus d'énergie de chauffage pour assurer un enrobage correct des granulats.

D'autre part, les coûts de mise en place peuvent aussi être supérieurs. Les vitesses de production plus lentes des enrobés SMA sont responsables d'une partie du coût supplémentaire (West 1995), (Rademaker 1996). Néanmoins, malgré leur cout élevé, des observations montrent qu'à long terme, particulièrement dans le cas des revêtements de routes à trafic élevé ou lourd, les enrobés SMA constituent une solution plus économique que les enrobés denses conventionnels en regard de leur durée de vie plus grande et des besoins réduits en entretien et en réparations (Brown et Manglokar 1993).

1.8.6 Production du SMA

D'après Mouliérac et Prévost (2003), la formule des enrobés SMA est très pointue. Une faible variation de composition génère une forte variation de la résistance à l'orniérage, de la macro-texture, et de la perméabilité. La méthode de fabrication doit permettre de respecter les tolérances particulièrement faibles de composition. Les SMA sont fabriqués dans les mêmes installations que les enrobés conventionnels. Cependant ils font l'objet de plus d'attentions concernant certaines étapes de la production.

En effet lors du malaxage, il est recommandé que l'introduction du filler se fasse de façon à éviter leur entrainement dans le système de dépoussiérage (Scherocman 1997). Les fibres sont ajoutées à l'aide d'un système d'alimentation et de réduction relié au centre de contrôle. Ce système permet de modifier le débit des fibres en fonction du taux de production de l'usine. Selon l'EATS, les granulats et les fibres doivent être mélangés en premier à sec pendant 6 secondes avant l'addition du liant.

Le temps pour le malaxage des enrobés SMA est généralement un peu plus long que pour les enrobés conventionnels. Ce surtemps permet d'assurer une meilleure distribution des fibres et un enrobage adéquat (Brown et Manglorkar 1993). Pour un malaxage à sec, le temps de malaxage requis est de 15 secondes, contre 30 à 35 secondes pour un malaxage mouillé (Pierce 2000; Brown 1992).

La température de malaxage pour les enrobés SMA n'est pas règlementée. Cependant le choix d'une température doit tenir compte du type de bitume (pour éviter son vieillissement prématuré), et l'ouvrabilité de l'enrobé (Meunier 2005). Lors de l'entreposage des SMA, deux choses sont susceptibles d'apparaitre : la ségrégation et de la perte de bitume. Pour éviter ces deux phénomènes, la solution préconisée consiste à ne pas entreposer les SMA à haute température pendant de longues durées.

1.8.7 Mise en œuvre du SMA

La mise en place des enrobés SMA est difficile. Elle ne doit pas se faire par temps froid, car cela nuit aux opérations de compactage. On préconise des temps de transports très courts pour éviter à l'enrobé le saignement et la ségrégation. Par ailleurs un temps de transport long peut contribuer à un abaissement considérable de la température, ce qui peut entrainer un compactage difficile (Brown et al. 1997).

Pour le chargement de la paveuse, l'utilisation des véhicules de transfert de matériaux (VTM) est fortement recommandée pour réduire la ségrégation physique et thermique. L'uniformisation de température de la couche épandue favorise un compactage uniforme, aboutissant à un meilleur uni (Brown et Greene 2003).

Le taux de compaction idéal pour les enrobés SMA devrait se situer entre 93 et 95% (Brown et Haddock 1997). L'emploi de rouleau statique et lisse permet d'avoir un plus grand effort de compactage parce qu'il permet d'orienter les gros granulats pour un meilleur blocage (Wilson 2005, Mouliérac et Prévost 2003). Par contre, l'utilisation des compacteurs à pneu en caoutchouc est à proscrire, car présente un risque du ramassage ou soulèvement de l'enrobé. Selon (Scherocman 1997), les compacteurs à vibration peuvent être utilisés, mais seulement à faible amplitude et à haute fréquence pour éviter le fractionnement des gros granulats. D'après l'EATS, les compacteurs à vibration sont à éviter pour la première passe afin d'éviter la remontée du liant à la surface.

Pour une compaction optimale, les rouleaux compacteurs doivent suivre la paveuse le plus près possible (Schmiedlin et Bischoff 2002; Brown 1998; ALDOT 2002; Brown 2002). Une expérience au Wisconsin a d'ailleurs montré que le fait de diminuer la distance rouleau-paveuse de 215 m à 90 m a eu comme effet l'augmentation du taux de compaction de 3% (Schmiedlin et Bischoff, 2002).

Dans un enrobé SMA nouvellement mise en place, la quantité de mastic est très grande. Ce mastic confère à l'enrobé une faible micro-texture à cause du film épais du liant. Pour pallier ce problème, il faut répandre sur l'enrobé encore chaud (entre 65˚C et 93˚C) du sable concassé éventuellement pré-enrobé à un taux de 0,5 à 1kg/m^2 (Mouliérac et Prévost 2003).

1.8.8 Domaine d'application

Les SMA sont connus pour être utilisés principalement dans la réalisation des couches de roulement pour des routes à trafic élevé et lourd. A cet effet ils ont été employés de diverses façon comme: chaussées pour aéroports, zones d'entreposage des containers, circuits de course automobile, approches des postes de péage. Vu leurs propriétés mécaniques, depuis quelques temps, on envisage de les utiliser aussi comme couche de base. Outre ses nombreuses applications, Ils sont aussi beaucoup employés pour des reprofilages dans lesquels l'épaisseur de la couche varie localement dans de grandes proportions (Mouliérac et Prévost 2003).

1.8.9 Avantages des SMA

Au regard de sa composition, il est évident que le SMA présente de nombreux avantages par rapport aux enrobés conventionnels. En effet l'enrobé SMA possède une grande résistance à la déformation permanente (30 à 40% plus que les autres enrobés). Selon (Brown et al. 1997), les propriétés mécaniques de la SMA s'appuient sur le contact pierre sur pierre de sorte qu'ils sont moins sensibles aux variations de liant que les mélanges conventionnels. La teneur élevée en bitume de SMA leur confère une bonne flexibilité et une résistance à fatigue de 3 à 5 fois supérieure. Cela a pour effet de prolonger leur durée de vie jusqu'à 25% comparé aux enrobés conventionnels.

De plus, Nunn (1994) avance que les enrobés SMA présentent une bonne résistance à l'usure et une bonne texture de surface. Ils peuvent être posés sur une surface inégale car ils se compriment très peu pendant le compactage. Cela permet également de produire une bonne planéité longitudinale et transversale

1.8.10 Désavantages des SMA

Le principal désavantage des SMA est sa mise en place difficile. En effet, lors de la mise en place, le risque de fractionnement des particules de granulats sous la compaction et de ressuage sont à considérer (Tremblay 2002). Autre facteur pénalisant l'utilisation des SMA est son coût de production élevé dû à un taux de liant élevé et au coût plus élevé des granulats de bonne qualité qu'il nécessite. En plus, la résistance au dérapage initial peut être faible dans une chaussée en SMA jusqu'à ce que l'épaisseur du film du liant se trouvant à la surface de l'enrobé disparaisse (Campbell 1999). Mais ce problème qui ne que temporaire, peut être résolu par l'épandage d'une couche de sable sur l'enrobé nouvellement posé.

1.9 Notions sur le grave-bitume GB-20

La grave-bitume 20 est un enrobé bitumineux formulé à chaud et de granulométrie 0/20. Il appartient à la famille des graves-bitume apparus au début des années 70 (Goyon et al. 1997). Les premiers mélanges étaient composés de granulats concassés pour contrer l'orniérage et du bitume relativement dur de classe 30/50 à faible dose (4%) pour favoriser la résistance à la fissuration thermique. Par la suite il s'est avéré qu'en augmentant la teneur en bitume et en utilisant un bitume plus dur, il était possible d'améliorer considérablement la résistance à la fatigue (Visa 2008). L'augmentation du taux de liant favorise le compactage, ce qui permet de réduire l'épaisseur de pose.

Selon le taux de liant et les performances mécaniques de l'enrobé (orniérage, module complexe, et fatigue), on distingue : les grave-bitume de classe 2, classe 3 et classe 4 (*Voir* Tableau1.11). La grave bitume est utilisée principalement en couche de base, mais peut tout aussi servir de couche de liaison pour les enrobés à longue durée de vie (Paradis et al. 2006).

Tableau 1.11Caracteristiques du GB-20 selon le MTQ
Adapté de la norme 4202 (2012, p.12)

Enrobé		**V_{be} (%)**	**Exigences à la PCG selon le MTQ**		
GB-20		10,2	Vides (%)		
	Tamis (mm)	%passant	10 girations	120 girations	200 girations
Granulométries	28	100	≥11,0	4,0-7,0	≥2,0
	20	95-100			
	14	67-90			
	10	52-75			
	5	35-50			
	2,5	—			
	1,125	—			
	0,63	—			
	0,315	—			
	0,16	—			
	0,08	4,0-8,0			

1.10 Combinaisons granulaires

Pour mieux comprendre les combinaisons granulaires, il est nécessaire d'avoir une connaissance préalable de certaines notions telles que la granularité; la porosité; et l'indice des vides des granulats.

1.10.1 La granularité

La granularité d'un matériau représente la distribution de la taille des particules au sein d'un granulat. La distribution granulaire est une caractéristique fondamentale d'un granulat. Il existe plusieurs types distributions granulaires, mais on en distingue globalement deux types : continu ou étalé, et uniforme (Lamothe 2004).

L'uniformité de la granulométrie rend le matériau perméable, difficile à compacter, et de faible portance. Par contre, un matériau possédant une granulométrie étalée sera non seulement plus dense avec un minimum de vide, mais aussi plus susceptible à la ségrégation

lors du stockage. C'est pourquoi, il est judicieux de combiner des granulats uniformes permettant de former des matériaux variés pour répondre à des applications spécifiques (Perraton 2004).

1.10.2 La Porosité

La porosité définit l'ensemble des interstices d'un matériau. C'est le rapport du volume des vides du matériau divisé par le volume total. Elle est déterminée par l'équation 1.10.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \tag{1.10}$$

$$V_v + V_s = V_t \tag{1.11}$$

Où

n désigne la porosité ;

v_s désigne le volume des solides ;

V_v désigne le volume des vides ;

V_t désigne le volume total.

Depuis toujours, l'étude de la porosité a suscité un grand intérêt chez les chercheurs dont Caquot qui en fut l'un des précurseurs. En effet, ce dernier effectua une étude en 1934 qui avait pour but l'analyse de l'influence de la nature et du diamètre des matériaux sur la porosité d'un empilement de sphères continues. À la fin de ses travaux, il conclut que la porosité loin de toute paroi est indépendante de la nature et du diamètre des sphères. Il montre que pour des matériaux parfaitement sphériques, cette porosité est égale à 0,36, alors qu'elle équivaut à 0,47 pour les matériaux non sphériques.

En 1970, une autre étude fut faite par un autre chercheur du nom de Ben Aim pour mesurer l'influence de la forme et du diamètre des récipients sur la porosité des sphères identiques (*Voir* Tableau 1.12 et 1.13). Il conclut lui aussi que la porosité limite loin de toute paroi ne dépend pas de la forme des récipients.

Tableau 1.12 Évolution du volume des vides pour un empilement dense de sphères lorsque la dimension moyenne du récipient R n'est plus infiniment grande devant le diamètre des grains d d'après Ben Aim
Tiré de Perraton (2004, p.3)

d/R	**0,400**	**0,308**	**0,235**	**0,182**	**0,160**	**0,121**
Porosité	0,480	0,450	0,436	0,419	0,413	0,393

Tableau 1.13 Mesure de la porosité des empilements désordonnés de sphères loin de toute paroi d'après Ben Aim
Perraton (2004, p.4)

Matériaux	**Diamètre (mm)**	**Porosité**
Plomb	4,750	0,369
Plomb	3,750	0,369
Plomb	3,720	0,359
Plomb	2,750	0,370
Plomb	1,750	0,369
Acier	7,800	0,392
Acier	6,300	0,380
Acier	3,150	0,363
Poids de Californie	6,750	0,375
Grains de pavot	1,000	0,398
Sables	4,400	0,380
Sables	0,087	0,450
Verre	0,545	0,350

1.10.2.1 Influence de la forme des particules sur la porosité : Angularité

Selon les travaux de Powers, la porosité d'un empilement granulaire augmente avec le niveau d'angularité des particules. Les résultats de ses études sont donnés dans le Tableau 1.14.

Tableau 1.14 Relation entre le facteur d'angularité et la porosité d'une classe granulaire unidimensionnelle d'après Powers
Tiré de Perraton (2004, p. 6)

Matériaux	Porosité (%)	Facteur d'angularité
Pyrex concassé	57,8	1,9
Basalte concassé	58,5	1,7
Sable concassé	56,5	1,7
Quartzite concassée	56,0	1,6
Marbre concassé	53,0	1,5
Sable	46,0	1,1
Verre	41,0	1,0

1.10.3 Indice des vides

L'indice des vides caractérise de façon globale la structure d'un granulat. Il se calcule en faisant le rapport du volume des vides sur le volume solide selon l'équation 1.12. L'équation 1.13 traduit la relation qui existe entre l'indice des vides et la porosité.

$$e = \frac{v_v}{v_s} \tag{1.12}$$

$$n = \frac{e}{1+e} \tag{1.13}$$

Où :

e représente l'indice des vides;

n représente la porosité.

1.10.3.1 Évolution de l'indice des vides pour un mélange binaire sans interaction

Lorsqu'on réalise un mélange binaire constitué de grosses particules d'indice des vides G et de particules fines d'indices des vides F, On montre facilement que la proportion des gros granulats peut être donnée par l'équation suivante :

$$p = \frac{\mathrm{g}}{\mathrm{g} + \mathrm{f}} \tag{1.14}$$

Où :

p représente la proportion des gros granulats dans le mélange
g représente le volume solide des gros granulats
f représente le volume solide des granulats fins

Les expériences montrent que lorsque l'on essaie d'introduire des petits grains (fins) au sein des gros granulats dominants, l'indice des vides du mélange diminue au fur et à mesure que la proportion des fins croit selon la relation ci-dessous.

$$e = (1 + G)p - 1 \tag{1.15}$$

Dans le cas où ce sont des grosses particules qu'on essaie introduire dans un récipient rempli de petites particules, l'indice des vides diminue proportionnellement avec le granulat fin :

$$e = F\,(1 - p) \tag{1.16}$$

Finalement, on se trouve avec deux expressions différentes de variation de l'indice des vides suivant qu'on ajoute le granulat fin au gros ou inversement. Cela prouve qu'il existe une ou plusieurs interactions entre le gros granulat et le granulat fin.

1.10.3.2 Évolution de l'indice des vides dans mélange binaire avec interaction

Selon les résultats de plusieurs travaux menés par des chercheurs dont Caquot (1937), Powers (1964 et 1968), Baron (1982) et De Larrad (1987, 1988, et 1992), il a été démontré l'existence des interactions lorsqu'on mélange deux granulats de tailles différentes : Il s'agit de l'effet de paroi et l'effet d'interférence (*Voir* Figures 1.12 et 1.13).

Lorsqu'on essaye de déterminer expérimentalement l'indice des vides d'un mélange de gros granulats et de granulats fin, on trouve une valeur de l'indice supérieure à celle établie théoriquement. Cela ne peut s'agir que de l'effet de paroi, les gros granulats jouant le rôle de parois autour des particules fines. En effet, il a été remarqué qu'à l'approche d'une paroi l'indice des vides d'un granulat tend vers l'infini. Tandis que loin toute de paroi cet indice des vides tend vers une valeur constante, dépendante du matériau. La présence de toute paroi décompacte le granulat fin (*Voir* Figure 1.11).

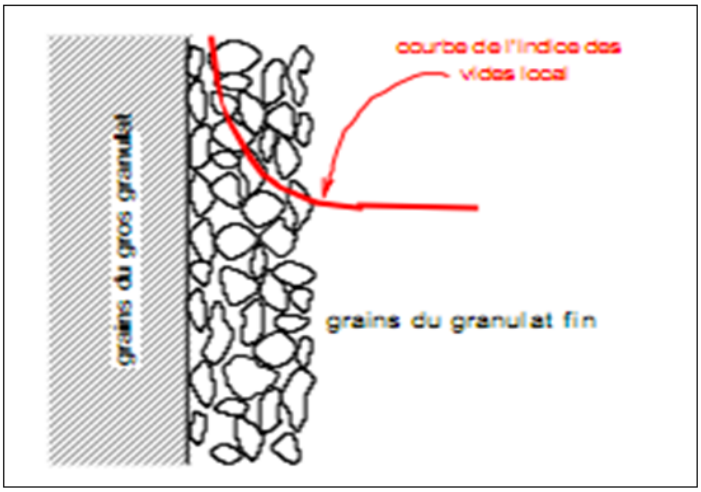


Figure 1.11 Illustration de l'effet de paroi
Tirée de memoireonline.com

Lorsque la proportion de gros granulat augmente dans le mélange jusqu'à atteindre un certain seuil, une partie des grains fins sera emprisonnée dans les interstices ménagés par les gros grains. L'arrangement du granulat fin dans le mélange, caractérisé par son indice des vides,

dépend non seulement des aires de paroi mais de la disposition relative des parois voisines, c'est à dire de la forme des interstices : Il y a interférence entre la structure du gros granulat et celle du granulat fin.

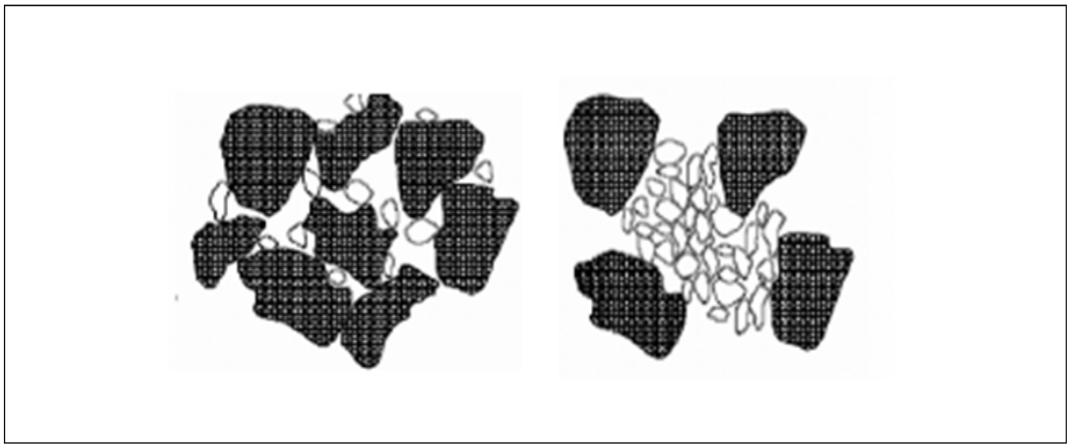


Figure 1.12 Disposition sans interférence à gauche, disposition avec interférence à droite
Tirée de memoireonline.com

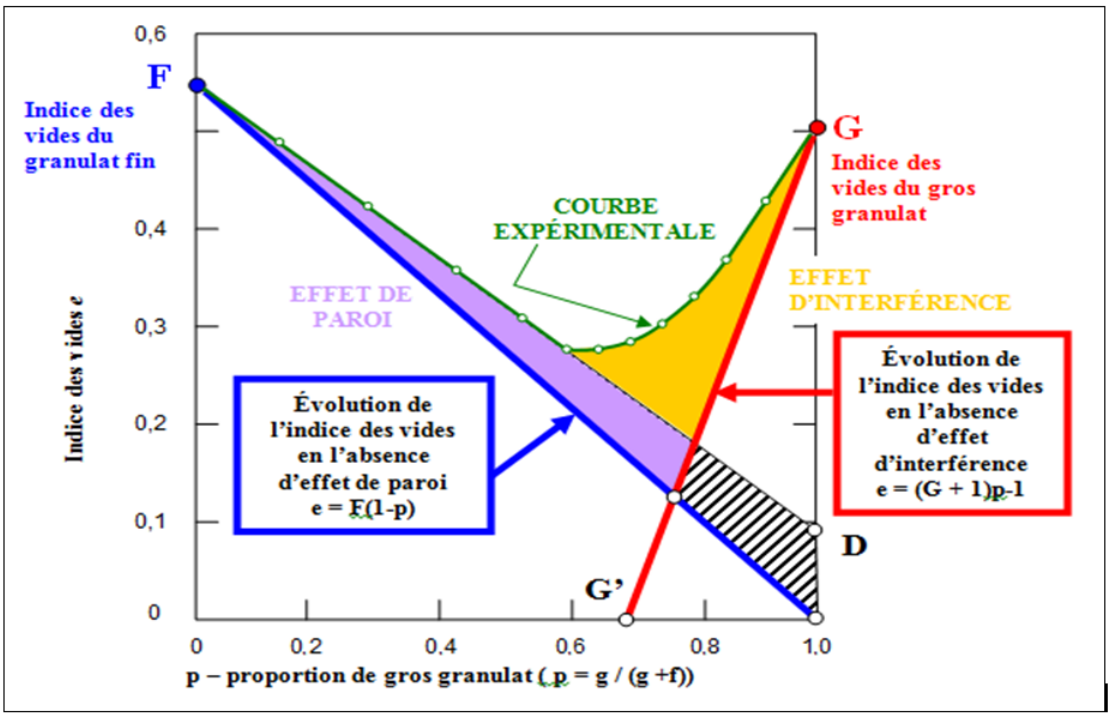


Figure 1.13 Représentation de l'effet de paroi et d'interférence

Tirée de Perraton et al. (2007, p.8)

Où :

f représente le volume solide du granulat fin;

g représente le volume solide du gros granulat;

F représente l'indice des vides du granulat fin;

G représente l'indice des vides du gros granulat.

1.10.4 Influence du rapport de dimension des particules sur la porosité dans mélange binaire

Les travaux de Furnas ont permis de confirmer que l'effet de paroi dépend du rapport de la taille des particules. Plus le rapport de la dimension moyenne du granulat fin à celle du gros granulat est grand, plus les effets d'interaction sont significatifs (voir Figure 1.14).

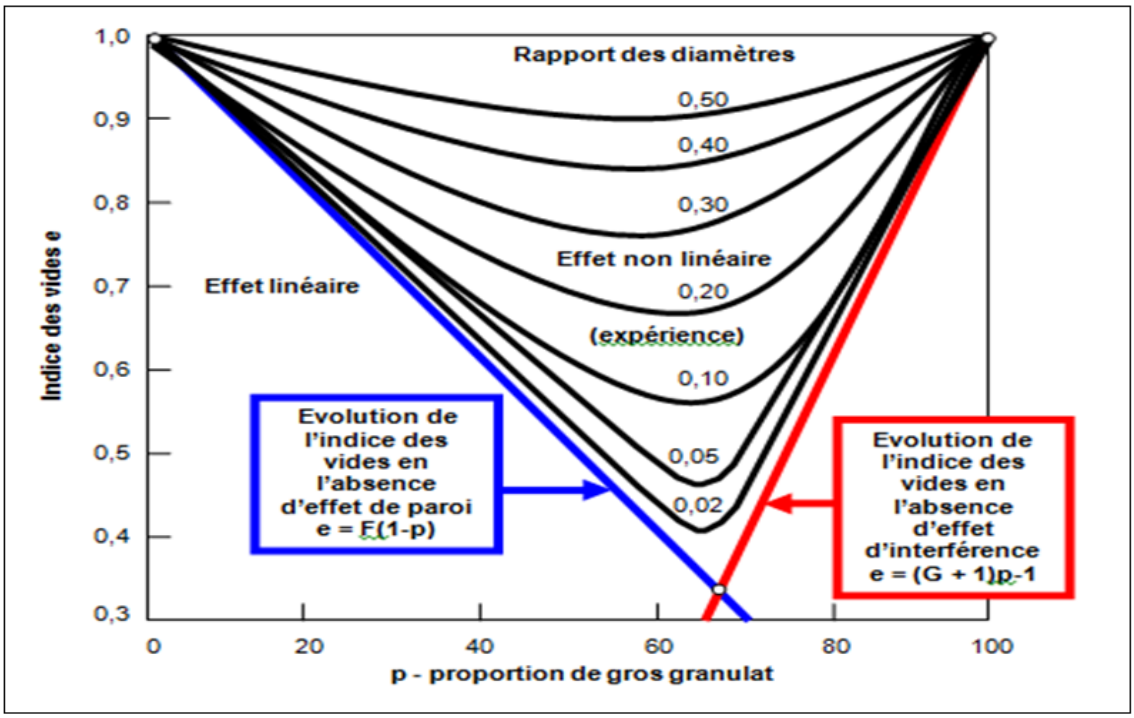


Figure 1.14 Évolution de l'indice des vides d'un combiné binaire en fonction de la proportion de gros granulat pour divers rapports des diamètres de taille de particules (d_{GROS}/d_{FIN})
Tirée de Perraton et al. (2007, p.9)

1.10.5 Mélange d'un granulat très fin avec un granulat grossier

Selon Perraton (2004), la variation de l'indice des vides d'un mélange granulaire composé d'un granulat très fin et d'un granulat grossier uniforme peut être représentée par trois droites si le rapport des diamètres des deux granulats (d_{FIN}/d_{GROS}) est très petit, de l'ordre de 0,008 (*Voir* Figure 1.15).

D'après Baron (1982), il est possible lors d'un mélange binaire de doser le gros granulat et le granulat fin respectivement à des proportions critiques p_i et p_s pour éviter les effets de l'interférence. Le seuil pi correspond au dosage maximal de gros granulat que l'on peut combiner au granulat fin pour ne pas nuire à l'agencement du granulat fin alors que le seuil p_s permet d'établir le dosage maximal de granulat fin (1- p_s) à combiner au gros granulat pour ne pas interférer sur l'agencement des particules grossières.

En fonction des seuils p_i et p_s, la variation de l'indice des vides du mélange peut être définie suivant trois lois différentes, soit :

Mélange riche en granulat fin : $p < \text{pi}$

$$e = F(1-p) + D * p \tag{1.17}$$

Où F est l'indice des vides des fins et *D* est un coefficient de l'effet de paroi.

Mélange pauvre en granulat fin : $p > \text{ps}$

$$e = (G+1)p - 1 \tag{1.18}$$

Où G est l'indice des vides des gros.

Mélange intermédiaire : $\text{pi} < p < \text{ps}$

$$e = E * p \tag{1.19}$$

Où *E* est un coefficient sans signification physique simple.

La Figure 1.15 représente la variation de l'indice des vides lorsqu'on réalise un mélange binaire de gros granulat et de granulat fin. Dans un souci de mesure des seuils p_i et p_s, la notion de jeu de granulat « j », fut introduite par Baron. Il suppose que toutes les particules d'un mélange sont de même forme, celle-ci pouvant être quelconque, et propose de quantifier la dimension d'une particule en équivalence au diamètre d'une sphère de même volume (Perraton et al, 2007).

En considérant la dimension moyenne des grosses particules égale à d_{GROS} et en considérant un volume total unitaire, constitué de N particules, alors on peut écrire :

$$g = \frac{p}{(1+e)} = \frac{\pi}{6} N d_{GROS}^3 \tag{1.20}$$

Si on imagine que les grosses particules se dilatent jusqu'à ce qu'elles soient en contact les unes avec les autres, on retrouve alors la structure des grosses particules, donc le même indice des vides (G) et le même volume absolu de grosses particules pour un volume apparent unitaire (1/ (1+G)). Sachant que la dimension du gros granulat ainsi dilaté est (d_{GROS} + j), on peut écrire :

$$\frac{1}{(1+G)} = N \frac{\pi}{6} (d_{GROS} + j)^3 \tag{1.21}$$

En regroupant les équations (1.20) et (1.21), on obtient :

$$p = \left[\frac{(1+e) \cdot d_{GROS}^3}{(1+G) \cdot (d_{GROS} + j)^3} \right] \tag{1.22}$$

Il a été montré expérimentalement que l'interférence du gros granulat sur le granulat fin est jugée nulle lorsque le jeu du gros granulat au sein du mélange est de l'ordre de grandeur de la taille du granulat fin (j = d_{FIN}). Par conséquent, la valeur de p correspondant au cas où « j »

est pris égal à d_{FIN} représente la proportion limite de gros granulat que l'on peut mélanger au granulat fin sans qu'il interfère sur la structure de ce dernier : c'est le seuil p_i. Au point p_i, l'indice des vides est donné par l'équation (1.23) et on peut alors écrire :

$$p = \left[\frac{(1 + F \cdot (1 - p) + D \cdot p) \cdot d_{GROS}^{3}}{(1+G) \cdot (d_{GROS} + j)^{3}} \right] \qquad (1.23)$$

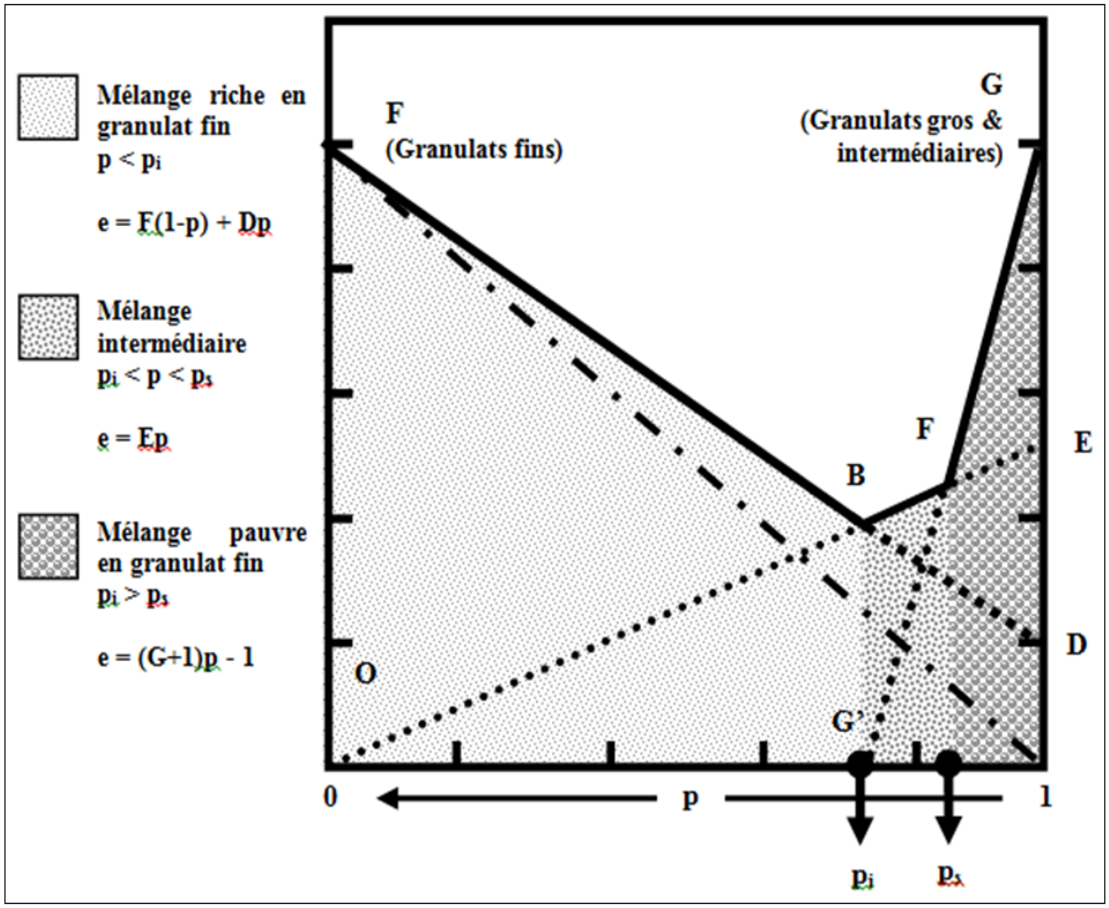


Figure 1.15 Variation de l'indice des vides dans le cas du mélange de deux granulats dont l'un est très fin par rapport à l'autre
Tirée de Perraton et al. (2007, p.10)

CHAPITRE 2

PROGRAMME DE RECHERCHE ET MÉTHODE D'ESSAI

Ce chapitre vise à montrer les différentes étapes suivies, ainsi que les essais de laboratoire utilisés pour atteindre l'objectif fixé à savoir, une fois de plus, s'il est possible d'utiliser l'enrobé à module élevée EBHP-20 comme enrobé de base. À noter que la formule et les caractéristiques de l'enrobé de référence (GB-20) ont été fournies par le LCMB.

2.1 Programme de recherche

Le programme expérimental se présente en trois principales étapes : I) la formulation en laboratoire de l'enrobé EBHP-20; II) l'évaluation des performances de l'EBHP-20 et de la GB-20; Et III) Analyse des données et comparaison des résultats. Le programme de recherche est schématisé dans l'organigramme présenté à la Figure 2.1.

2.1.1 Phase I : Formulation en laboratoire

Dans cette phase, sera présenté la procédure d'optimisation de la granulométrie des enrobés SMA-Cpack, laquelle servira de référence pour déterminer celle de l'EBHP-20. La formulation est effectuée avec l'essai à la presse de cisaillement giratoire suivant la méthode LC 26-003 « Détermination de l'aptitude au compactage des enrobés à chaud à la presse à cisaillement giratoire ». On parlera du choix des différents granulats mis en jeu dans les différents enrobés, de la granulométrie et du type de bitume. Pour pouvoir utiliser la méthode de formulation du laboratoire des chaussées, il faut connaitre la valeur du volume de bitume effectif (V_{be}) à prendre. La procédure de sélection du V_{be} dans le cas de l'EBHP-20 sera aussi expliquée. Toujours pour l'EBHP-20, la procédure de formulation aboutit très souvent à une formule de départ qui n'est pas tout à fait optimale. Il faudrait donc faire des corrections et ajustements concernant les taux de bitume et de filler pour arriver à l'optimisation de la formule de départ. Ce processus sera aussi décrit dans cette section.

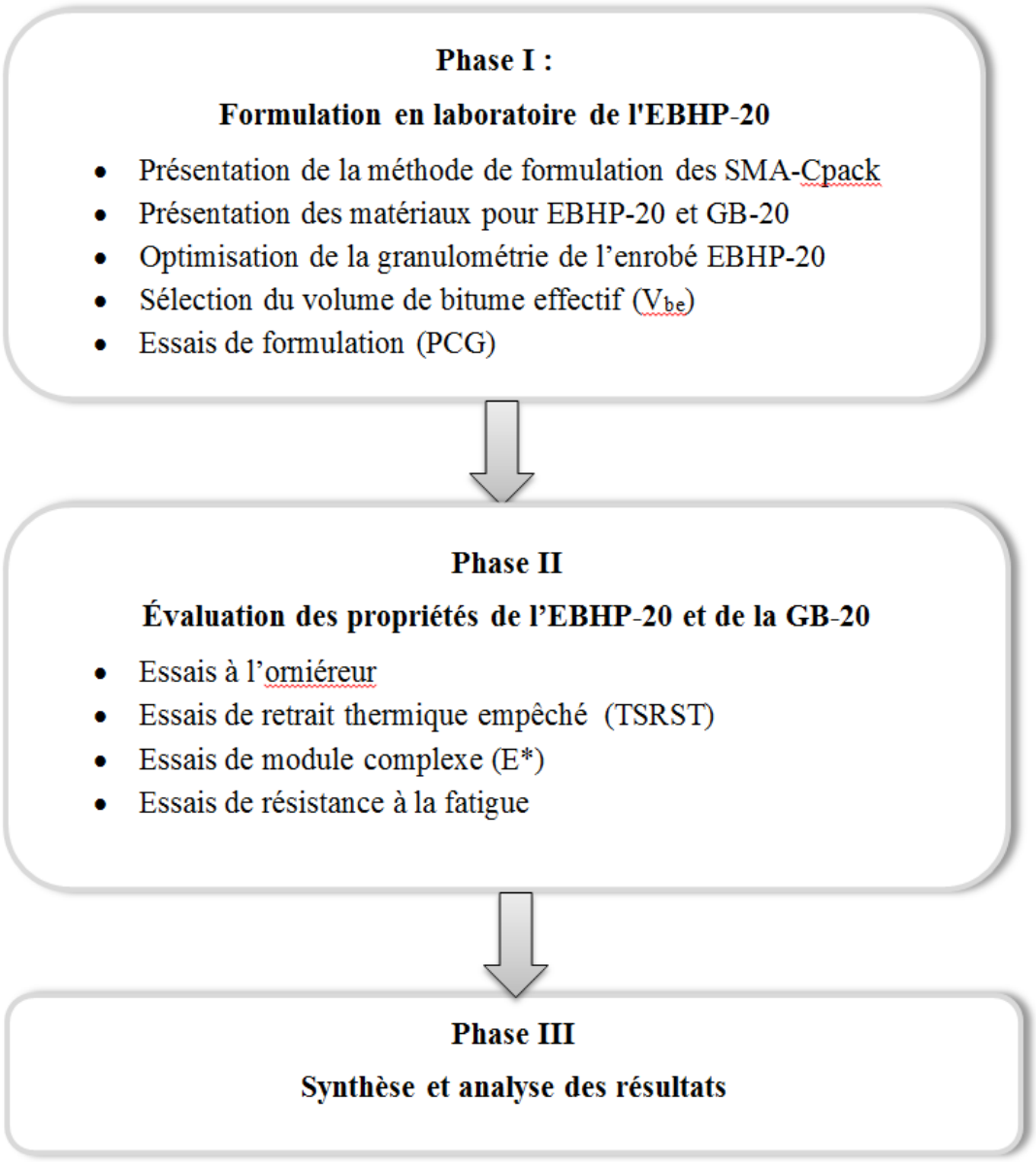


Figure 2.1 Organigramme du plan expérimental

2.1.2 Phase II : Évaluation des propriétés des enrobés

L'évaluation des propriétés est nécessaire après l'étape de la formulation. En effet, elle permet de savoir si l'enrobé satisfait aux critères établis à l'avance. Au cours de cette deuxième phase, 4 types d'essais ont été faits. Le premier essai, habituellement utilisé lors de la formulation pour enrobés qui supportent un fort trafic est l'essai d'orniérage selon la

méthode LC 26-410 « Vérification de la résistance au fluage des enrobés au moyen de l'essai d'orniérage ».

Étant donné qu'il s'agit des enrobés de base, donc soumis à des températures très basses lorsque le sol gèle pendant la saison hivernale, l'essai de retrait thermique empêché a aussi été fait suivant la norme AASHTO TP10-93 « *Standard Test Method for Thermal Stress Restrained Specimen Tensile Strength, TSRST* ». Quant aux deux autres essais à savoir l'essai de module complexe, E*, et l'essai de résistance à la fatigue, ils ont été faits en suivant les procédures d'essais développées au laboratoire des chaussées et matériaux bitumineux (LCMB) à l'ETS. De plus, un essai de durabilité, méthode d'essai LC 26-001 « Tenue à l'eau par trempage », a été effectué sur un enrobé en particulier.

2.1.3 Phase III: Synthèses et analyse des résultats

Cette dernière phase comporte deux parties dont la première vise à analyser les résultats obtenus lors de la phase d'évaluation de l'EBHP-20. L'objectif de la deuxième partie est de savoir si l'EBHP-20 peut être utilisé en couche de base, donc elle consistera à comparer cette fois ci ses performances à celle de la grave bitume GB-20 habituellement utilisée en couche de base. Il s'agit de 1) comparer les caractéristiques thermomécaniques des deux matériaux, et de 2) de comparer leur utilisation dans une chaussée type en utilisant une méthode mécanistique-empirique de dimensionnement des chaussées, soit Pavement-ME.

2.2 Présentation des différents essais réalisés

Les essais de caractérisation sont importants aussi bien pour le processus de formulation que pour l'évaluation des performances de l'enrobé après formulation. Dans cette section, sont décrits les différents essais qui ont été effectués dans le cadre de la recherche sur l'enrobé EBHP-20

2.2.1 Essais de formulation

Les essais de formulation sont les premiers à réaliser lors d'un programme de recherche. Ces essais concernent la détermination de la densité maximale ainsi que l'aptitude au compactage à la presse à cisaillement giratoire.

2.2.1.1 Détermination de la densité maximale

La connaissance de la densité maximale est nécessaire pour la détermination de nombreux paramètres utilisés pour l'épreuve de formulation des enrobés, dont la teneur en vides des enrobés. La densité maximale de l'enrobé doit être calculée suivant la méthode d'essai LC 26-045 « Détermination de la densité maximale ».

2.2.1.2 Évaluation de la maniabilité avec la presse à cisaillement giratoire

La maniabilité est une caractéristique très importante car elle traduit la facilité de mise en œuvre de l'enrobé sur le chantier. C'est pourquoi elle est utilisée comme critère de formulation des enrobés dans de nombreuses méthodes. La maniabilité est déterminée en laboratoire par la presse à cisaillement giratoire selon la méthode d'essai LC 26-003 « Détermination de l'aptitude au compactage des enrobés à chaud à la presse à cisaillement giratoire ».

Selon Langlois et al. (1997), la presse à cisaillement giratoire permet de simuler par pétrissage l'évaluation de la compacité d'un mélange hydrocarboné destiné à une épaisseur connue (Moutier 1991). Elle a comme particularité la densification l'échantillon sous l'action combinée d'un piston exerçant une pression fixée à 600 kPa sur un moule cylindrique de 150 mm de diamètre incliné à 1,25° décrivant un mouvement giratoire de 30 tours par minute (*Voir* Figure 2.2). La presse à cisaillement giratoire est munie d'un système d'acquisition de données qui mesure la hauteur de l'éprouvette à chaque giration. Cela permet de calculer l'évolution du volume de l'éprouvette, ce qui est traduit en pourcentage de vides dans l'enrobé en cours de compaction. Ce mode de compaction traduit la relation linéaire qui

existe entre le nombre de passes d'un rouleau compacteur de chantier et le nombre de girations (Langlois et al. 1997).

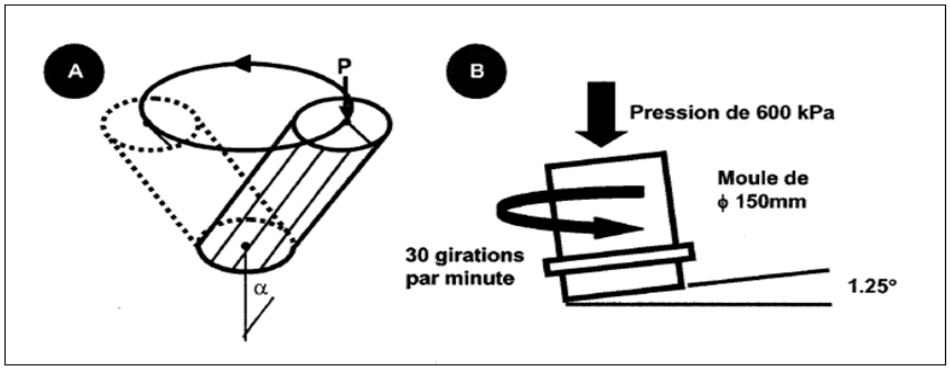


Figure 2.2 Illustration du procédé physique (A) et mécanique (B)
de la PCG
Tirée de Meunier (2005, p.11)

À la suite de l'essai de PCG, trois niveaux de girations sont retenus pour la caractérisation des enrobés : le nombre de girations initial N_{ini}; le nombre de girations de design $N_{design;}$ et le nombre de girations maximal N_{max}. Selon les critères de spécification du MTQ, le nombre de giration N_{ini} correspond à la maniabilité de l'enrobé à la sortie du finisseur, les vides correspondant ne doivent pas être en dessous de 11% pour que l'enrobé ait une stabilité minimale en service. Les vides obtenus au nombre de giration N_{design} traduit la compacité de l'enrobé en service, ces vides doivent être situé entre 4% et 7%. En fin, les vides relatifs au nombre de giration N_{max} correspondent aux vides minimum que doit avoir l'enrobé à la fin de sa vie utile ($N_{max} \geq 2\%$).

Remarquons que le N_{design} varie avec la position de l'enrobé dans la chaussée qui dépend elle-même de la grosseur nominale maximale (GNM) du granulat. Pour les enrobés de surface ayant un GNM petit, le N_{design} est généralement pris entre 60 à 80 girations. Tandis que pour un GNM plus grand comme c'est pour le cas des enrobés de base, le N_{design} est pris entre 100 à 120 girations. Dans notre cas, on considèrera le N_{design} du GB-20, soit 120 girations selon la norme 4202 du MTQ.

2.2.2 Essais thermomécaniques

Les essais thermomécaniques constituent la deuxième vague d'essai après ceux de la formulation. Ce sont des essais qui mesurent les performances de l'enrobé à des conditions de température et de fréquence prédéfinies. Il s'agit de la mesure de la résistance à l'orniérage; de la mesure de la résistance à la fissuration thermique; de la mesure de la résistance à la fissuration par fatigue; et de la mesure du module complexe.

2.2.2.1 Évaluation de la sensibilité à l'orniérage

L'évaluation de la sensibilité à l'orniérage doit être faite selon méthode LC 26-410 « résistance à la déformation des enrobés à l'essai d'orniérage ». Elle nécessite deux principales étapes : 1) la fabrication préalable de deux plaques d'enrobés pour chaque formule d'enrobé, et 2) l'essai à l'orniéreur proprement dit.

Les deux plaques de dimensions (500*180*100) mm^3 ont été confectionnées avec le compacteur de plaques de type LCPC suivant à la méthode d'essai LC 26-400. Elles ont été ensuite conservées pendant 3 jours à température ambiante, ce qui dépasse largement les 60 heures (48 heures + 12 heures pour plaque de 100 mm d'épaisseur) exigées par la méthode d'essai. L'essai a été réalisée en laboratoire à l'aide de l'orniéreur de type MLPC conformément à la méthode d'essai LC 26-410, avec les paramètres et les conditions illustrés au Tableau 2.1.

Les premières mesures de la déformation ont été prises à la température de la pièce après respectivement 100 cycles, 300 cycles et 1000 cycles. Les autres mesures effectuées à 3000, 10 000 et 30 000 cycles ont été effectuées à 60˚C (température de conditionnement des plaques). Il est à noter que la température d'essai, 60^{o}C, a été sélectionnée en fonction du bitume utilisé, soit un PG64-28. Toutes les mesures ont été effectuées à des endroits bien spécifiques comme stipulé dans la méthode d'essai et tel que montré par la Figure 2.3. Le résultat type qu'on peut obtenir après analyse des données de l'essai est montré sur la Figure 2.4.

Tableau 2.1 Paramètres d'essai à l'orniéreur MLPC
Adapté de Meunier (2005, p.77)

Paramètres	Exigences
Largeur du pneumatique (cm)	10,16
Diamètre (cm)	20,32
Pression de gonflage (MPa)	0,600 ± 0,030
Fréquence du cycle (Hz)	1 ± 0,1
Charge roulante (kN)	5 ± 0,05
Écart entre l'axe et le centre de la plaque (mm)	< 5
Angle d'inclinaison du pneu	0,0 ± 0,5°
Température à l'intérieur de la plaque	60 ± 2°C

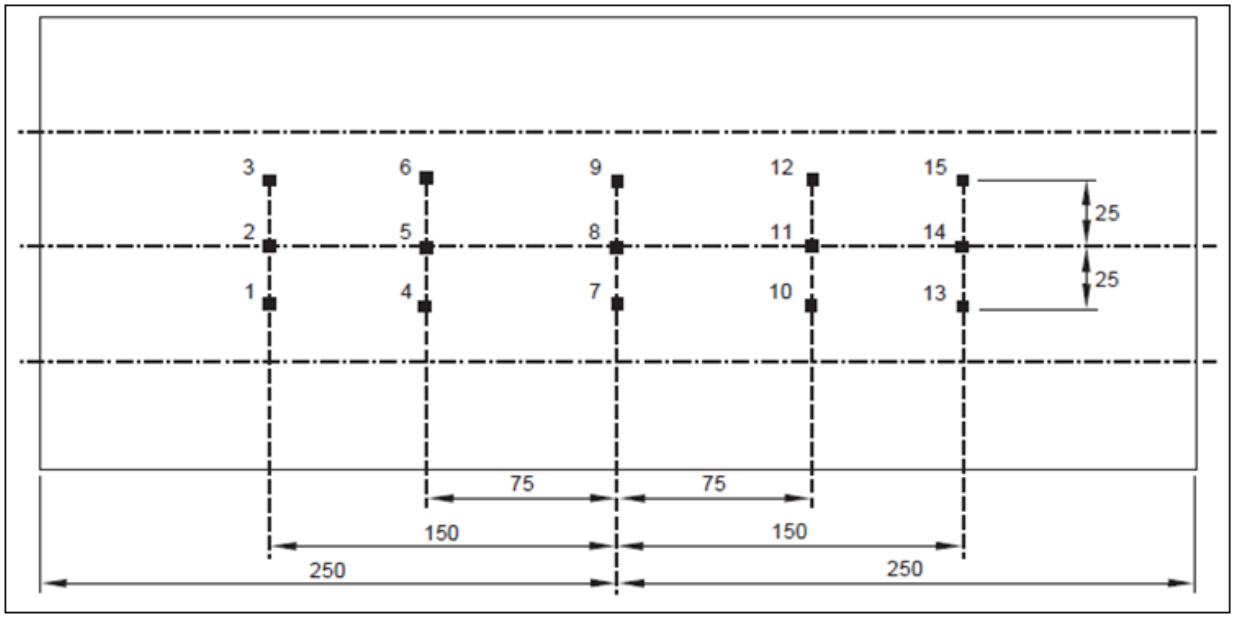


Figure 2.3 Localisation des points de mesurage (±1mm) pour chaque séquence de contrôle
Tirée de la méthode d'essai LC-26-410 (2011, p.10)

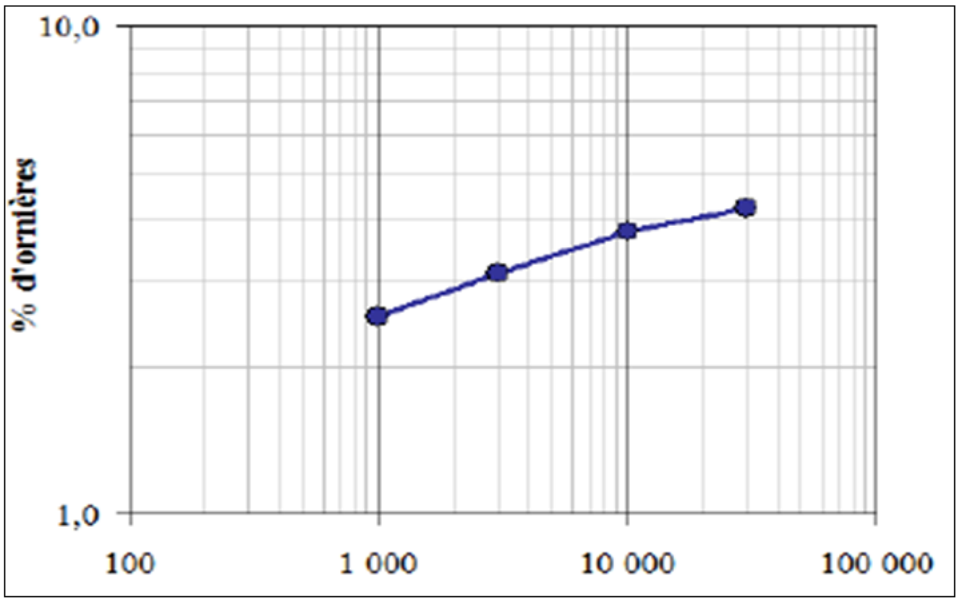


Figure 2.4 Résultat type lors de l'évaluation à la sensibilité à l'orniérage
Tirée de Malo (2012, p.25)

2.2.2.2 Mesures du retrait thermique empêché (TSRST)

Un essai TSRST est réalisé sur des éprouvettes d'enrobé cylindriques de diamètre de 60 mm et de 250 mm de hauteur. Les éprouvettes sont prélevées par carottage dans une plaque confectionnée en laboratoire au moyen du compacteur de plaque (de type LCPC dans notre cas).

Le processus commence par le collage de casques en aluminium à l'aide d'époxy à haut module et à haute résistance aux extrémités des éprouvettes. Ensuite on place une éprouvette dans une enceinte à température contrôlée. L'éprouvette est maintenue aux extrémités par des plateaux métalliques qui empêchent le retrait que peut engendrer les variations thermiques au sein de l'échantillon. Des capteurs de mouvement ou extensomètres, sont placés sur la surface cylindrique de l'éprouvette pour mesurer et contrôler sa déformation en cours de refroidissement comme montré sur la Figure 2.5. Un thermocouple est également collé sur la surface de l'éprouvette pour enregistrer la température.

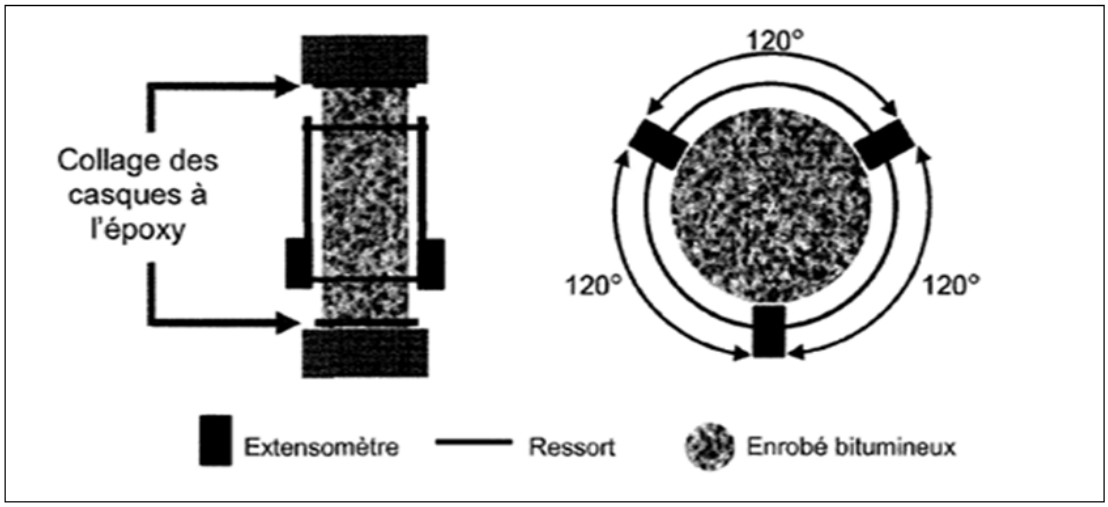


Figure 2.5 Illustration des éprouvettes lors de l'essai TSTRST, de module complexe et de fatigue
Tirée de Meunier (2005, p.79)

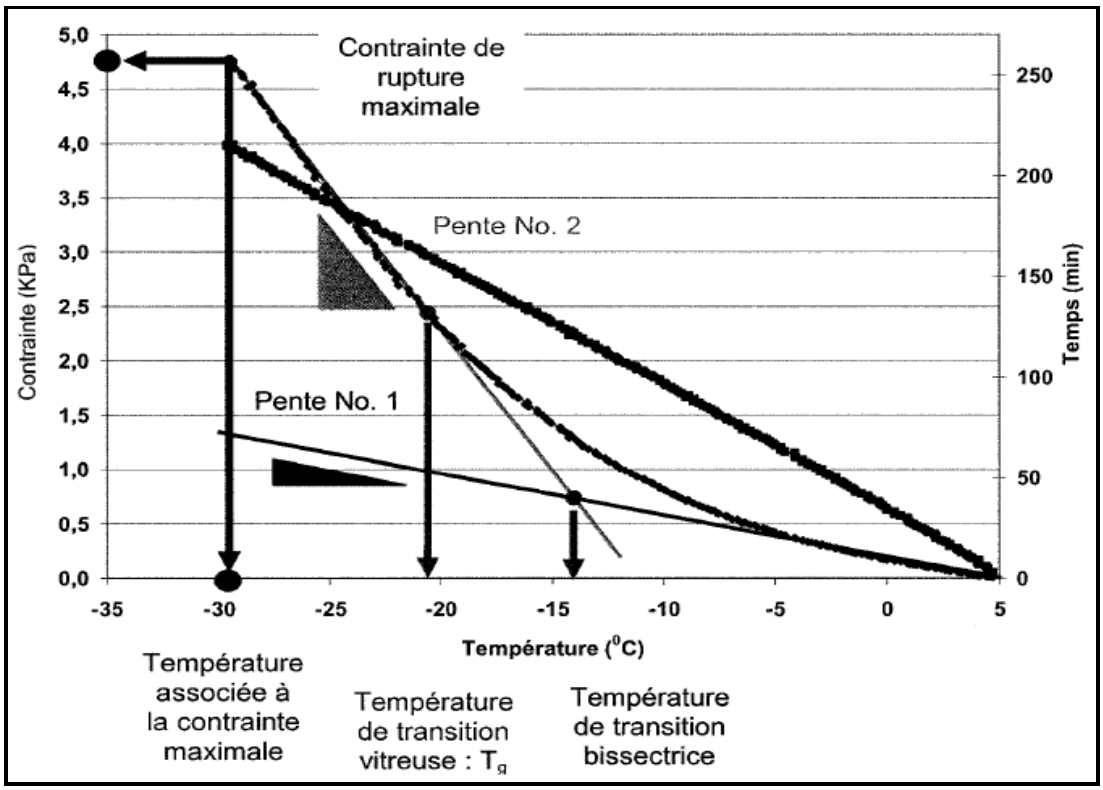


Figure 2.6 Courbe typique pour l'analyse d'un essai de retrait thermique empêché (TSRST)
Tirée de Meunier (2005, p.81)

La force nécessaire pour empêcher l'échantillon de se contracter est mesurée par une cellule de charge située à la base de l'appareil. Le refroidissement s'effectue selon un taux constant de 10 ˚C/h (*Voir* Tableau 2.2). Sous l'effet du retrait thermique empêché de l'enrobé complètement bloqué par l'appareillage, il se crée un état de contrainte au sein de l'éprouvette qui s'intensifie en cours de refroidissement. Lorsque la contrainte induite par le retrait thermique empêché est supérieure à la résistance en traction dans l'enrobé à une température donnée, l'échantillon se rompt (*Voir* Figure 2.6). Dans le cadre de ce programme expérimental, trois éprouvettes de chaque mélange ont été testés en TSRST.

Tableau 2.2 Paramètres de l'essai TSRST
Tiré de Carter (2002, p.52)

Paramètres	**Exigences de la norme AASTHO TP10-93**
Diamètre des échantillons (mm)	60 ± 5
Longueur des échantillons (mm)	250 ± 5
Taux de gel (˚C/heure)	10 ± 1
Température de départ (heure)	5 ± 2
Durée de conditionnement (heure)	6 ± 0,5

2.2.2.3 Mesures du module complexe

Le module est déterminé généralement à l'aide d'un essai de traction-compression directe sur des éprouvettes cylindriques d'enrobé de 80 mm de diamètre sur 120 mm de hauteur selon la méthode du LCMB de l'ETS. Les éprouvettes sont obtenues par carottage dans une plaque préparée à l'aide d'un compacteur de plaque. A leurs extrémités doivent être collés des casques en aluminium à l'aide d'un époxy comme pour le cas des éprouvettes pour le TSRST. La température d'essai est contrôlée grâce à une enceinte climatique, et la déformation des échantillons est mesurée à l'aide de trois extensomètres placés à 120° autour des échantillons.

Les modules complexes sont mesurés en contrôle de déformation sous l'effet d'un chargement cyclique sinusoïdal en contraintes alternées (tension-compression) en condition isotherme. Ce qui permet d'obtenir directement les valeurs des contraintes et des déformations dans l'axe de chargement. Il faut veiller à ce que le chargement soit appliqué de façon uni-axiale pour maintenir la hauteur d'éprouvette constante au cours de l'essai (Carter et Perraton 2002).

L'essai doit être réalisé sous différentes températures variant de -35°C à 35°C pour différentes fréquences de chargement de 0,01 Hz à 20 Hz. Une période de conditionnement de 4 heures est nécessaire entre chaque séquence de changement de température pour assurer l'homogénéité dans les échantillons (Meunier 2005). Pour ce mémoire, trois éprouvettes de chaque mélange ont été testées pour l'essai de module complexe. Les paramètres d'essais sont montrés au Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Paramètres d'essais pour les essais de module complexe
Adapté de Carter (2002, p.97)

Caractéristiques	Mesures
Hauteur des éprouvettes (mm)	120 ± 5
Diamètre des éprouvettes (mm)	80 ± 5
Températures d'essais (°C)	-35; -25; -15; -5; 5; 15
Fréquences d'essais (Hz)	0,01; 0,03; 0,1; 0,3; 1; 3; 10

Les résultats de l'essai peuvent êtres tracés sous forme d'isothermes et ou d'isochrones. Ils peuvent aussi, si le matériau obéit aux principes d'équivalence temps-température, être représenter par des courbes uniques soit dans un plan complexe, Cole-Cole (*Voir* Figure 2.7) avec la partie réelle (E_1) et de la partie imaginaire (E_2) du module (Soltani 1998); soit dans l'espace de Black (*Voir* Figure 2.8) en traçant le logarithme de la norme du module en fonction de l'angle de phase correspondant, ce qui permet de visualiser la zone des modules faibles et en particulier la diminution d'angle de déphasage pour les hautes températures (Noël et al. 2006). Les résultats peuvent également être présentés par une courbe maitresse

(*Voir* Figure 2.9) qui permet d'obtenir les valeurs de module utiles pour les études de dimensionnement ou de vérifications effectuées pour des conditions de sollicitation différentes des conditions standard (Mouliérac et Prévost 2001).

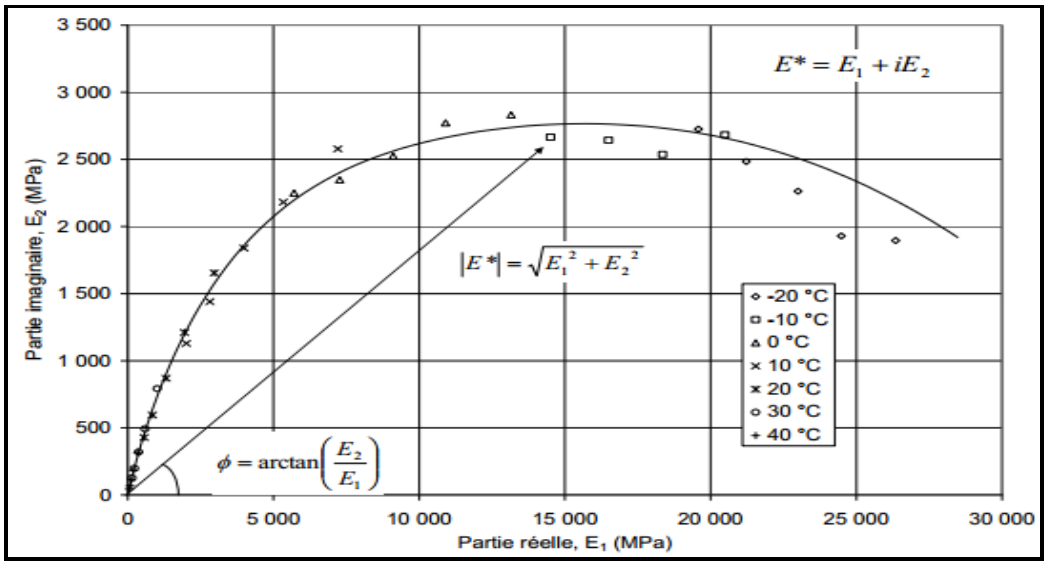


Figure 2.7 Courbe typique du module complexe d'un enrobé dans le plan Cole et Cole
Tirée de Doucet et Auger (2010, p.26)

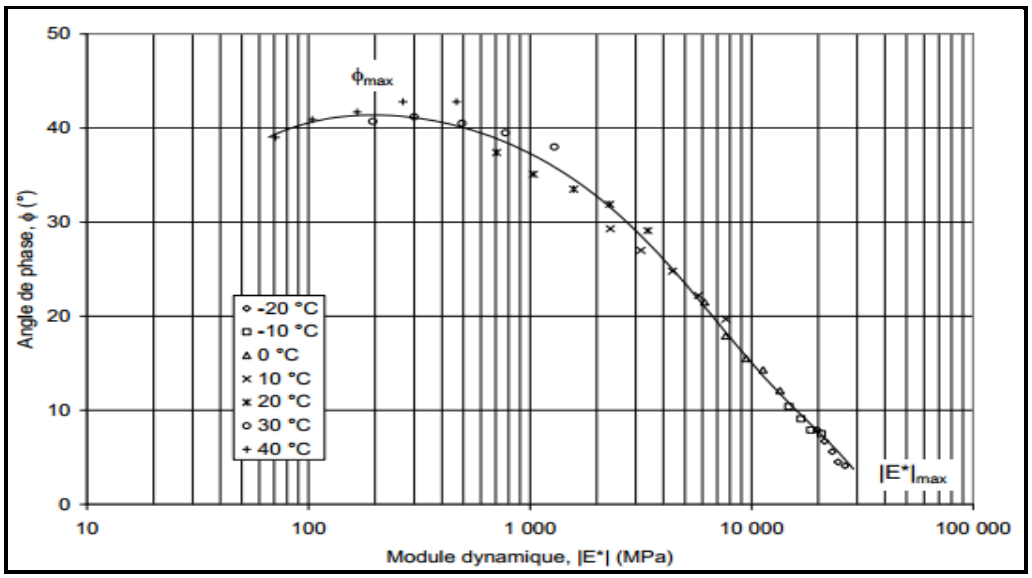


Figure 2.8 Exemple de représentation du module complexe d'un enrobé dans l'espace de Black
Tirée de Doucet et Auger (2010, p.26)

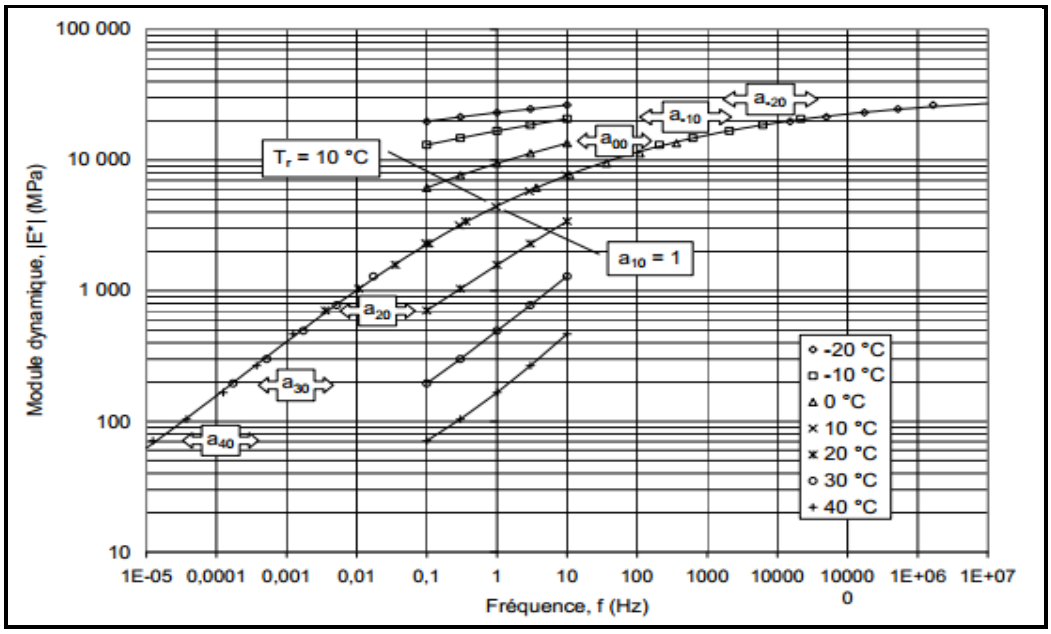


Figure 2.9 Exemple de Courbe maîtresse de module dynamique à 10 °C
d'un enrobé, obtenue à partir de plusieurs isothermes
Tirée de Doucet et Auger (2010, p.27)

2.2.2.4 Essais de résistance à la fatigue

La réalisation d'essai de résistance à la fatigue sur une éprouvette vise à déterminer d'une part l'état d'endommagent du matériau et d'autre part sa durée de vie (Baaj 2002). Plusieurs types d'essais de résistance à la fatigue existent, mais celui utilisé dans cette étude est l'essai de traction-compression. Les essais de traction-compression sont des essais homogènes qui permettent de décrire correctement le comportement des enrobés bitumineux parce qu'ils donnent un accès direct à la loi de comportement du matériau (Perraton et al. 2003).

Les essais de résistance à la fatigue ont été réalisés en déformation contrôlée à une température de 10 °C et une fréquence de 10 Hz sur des échantillons cylindriques de 80 mm de diamètre et 120 mm de hauteur, obtenus par carottage dans la même plaque d'enrobé compacté où ont été extrait les échantillons pour la détermination du module complexe. La procédure générale suivie lors de ces essais de fatigue est la même que celle utilisée pour la détermination de module complexe à la seule différence que le nombre de cycles est beaucoup plus élevé pour l'essai de fatigue (des milliers, voire des millions de cycles).



Figure 2.10 Illustration du montage d'une éprouvette sous la presse de sollicitation
Tirée de Baaj (2002, p.50)

La presse hydraulique (*Voir* figure 2.10) utilisée lors des essais est la MTS 810-100 (*Materials Testing System*) du LCMB. Elle est munie d'une cellule de charge de type 661.20 servant à mesurer de plus petits efforts (100 kN max) avec une précision accrue grâce à une concentricité élevée. L'ensemble de ce dispositif est relié à un système d'acquisition des données permettant d'enregistrer: le temps et le numéro de cycle appliqué; la force (F) exercée sur l'éprouvette; le déplacement du piston de la presse; la déformation axiale (ε) des 3 extensomètres; la température de la surface de l'éprouvette; et la température de l'enceinte (Touhara 2012).

2.2.3 Essai de durabilité

L'essai de durabilité effectué dans le cadre du programme de recherche a consisté à mesurer la sensibilité de l'enrobé face à l'eau.

2.2.3.1 Mesure de la tenue à l'eau

Le but de la tenue à l'eau est de mesurer la sensibilité de l'enrobé vis à vis de l'eau. Elle est effectuée suivant la méthode d'essai LC 26-001 « Tenue à l'eau par trempage ». Cet essai utilise comme principe le vieillissement accéléré provoqué par trempage des éprouvettes d'enrobé. Des éprouvettes, au nombre de six, sont fabriquées selon la méthode d'essai LC26-020 « Préparation d'éprouvettes pour la méthode Marshall » en appliquant 40 coups de masse frappante sur chaque face. Elles sont ensuite séparées en deux lots dont le premier, composé de trois éprouvettes sera soumis à la méthode d'essai LC 26-060 « Méthode Marshall de détermination de la résistance à la déformation d'éprouvettes ».

Le deuxième lot composé aussi de trois éprouvettes, sera placé dans un bain d'eau 60^{o}C pendant 24 heures pour être vieillies. C'est seulement après cette période qu'elles seront soumises à leur tour à la méthode d'essai LC 26-060. La valeur de la tenue à l'eau est le rapport de la stabilité obtenue par les éprouvettes ayant subies le vieillissement sur celle des éprouvettes qui n'en ont pas subies.

$$Tenue\ \text{à}\ l'eau(\%) = 100 * \frac{\mathrm{AT}}{\mathrm{ST}} \tag{2.1}$$

Où

AT désigne la stabilité des éprouvettes d'enrobés avec trempage ;
ST désigne la stabilité des éprouvettes d'enrobés sans trempage.

2.3 Sommaire des essais

Comme mentionné précédemment, le programme d'essai est séparé en deux phases laboratoire principales, soit la formulation et la caractérisation des enrobés. Le Tableau 2.4 résume les essais effectués.

Tableau 2.4 Sommaire des essais de caractérisation effectués dans le cadre de cette recherche

Essais	Nombre d'éprouvettes testées par enrobé		
	GB-20	**EBHP-20_11%**	**EBHP-20_15%**
Presse à cisaillement giratoire	3	3	3
Orniéreur	2	2	2
TSRST	-	3	3
Module complexe	3	3	3
Fatigue	6	5	5
Tenue à l'eau	-	3	-
Nombre total d'essais	14	19	19

(-) : Essai non effectué

2.4 Dimensionnement d'une chaussée type

Afin de mieux comparer le comportement des EBHP dans une chaussée, il a été décidé d'utiliser les résultats obtenus dans la campagne expérimentale dans la méthode de dimensionnement de chaussées d'AASHTO qui est Pavement-ME. Il est important de signaler que ce logiciel est, en termes de dimensionnement, la référence en Amérique du Nord.

Dans cette méthode de dimensionnement, les courbes maitresses des modules complexes des enrobés étudiés ainsi que les pentes de la courbe de fatigue de Wöhler seront utilisées pour la couche de base seulement. La résistance à l'orniérage ainsi que la tenue à l'eau obtenue dans cette recherche ne seront pas utilisées puisque ces résultats ne sont pas compatibles avec la méthode sélectionnée. Les autres caractéristiques demandées dans Pavement-ME seront celle par défaut dans la méthode. Il en va de même pour les caractéristiques des autres couches de la chaussée, les valeurs par défaut seront utilisées.

CHAPITRE 3

PRÉSENTATION DES MATERIAUX UTILISÉS, ET PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES

Ce chapitre présente les enrobés EBHP confectionnés ainsi que l'enrobé de référence qui est la grave bitume (GB-20). Sachant que les caractéristiques des enrobés sont tributaires des matériaux utilisés pour leur confection, une importance particulière sera accordée aux propriétés et à la provenance de chaque matériau rentrant dans la composition des différents enrobés. Finalement, la dernière partie du chapitre est consacrée aux processus de confection des différentes éprouvettes utilisées pour la réalisation des essais d'évaluation à la sensibilité à l'orniérage; de retrait thermique empêché; de module complexe, de résistance à la fatigue et de tenue à l'eau.

3.1 Description des matériaux

Cette section traite les principales propriétés et caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisées pour confectionner les différents enrobés. Le grade du bitume utilisé lors de la formulation et caractérisation du GB-20 a été retenu pour la formulation des enrobés EBHP-20. Au niveau des matériaux granulaires, pour la confection des enrobés EBHP-20, une fraction grossière (14/20), intermédiaire (0,08/0,630), et du filler ont été utilisés. Pour la grave bitume 20 (GB-20), quatre classes de granulat ont été nécessaires pour sa confection : 0/5; 5/10; 10/14; 14/20.

3.1.1 Le bitume

Le bitume employé pour la confection des enrobés a été produit par les Industries McAsphalt Ltée -Valleyfield. C'est un bitume de classe PG 64-28 (*Voir* Annexe III). Les principales caractéristiques sont présentées dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 Caractéristiques du bitume PG 64-28 (Données du fournisseur)

Essais de caractérisation et de contrôle	Valeur
Masse volumique (g/cm^3), à 25 ˚C	1,024
Stabilité au stockage (˚ C)	0,1
TBA moyenne (°C)	58,3
Viscosité Brookfield (Pa*s), à 135 ˚C	0,535
Viscosité Brookfield (Pa*s), à 165 ˚C	0,153
Température élevée de caractérisation Te (°C)	66,1
Température basse de caractérisation Tb (°C)	-33,9
Module de rigidité S (60) (MPA)	51
Teneur en cendre (%)	0,119
Recouvrance d'élasticité (%), à 10°C	63,8
Température de malaxage (°C)	155
Température de compactage (°C)	145

3.1.2 Matériaux granulaires

Les granulats utilisés pour les différents enrobés ne proviennent pas de la même source. En effet la granulométrie employée pour la formulation des enrobées bitumineux à haute performance ne permettait pas l'utilisation des coupes granulaires des granulats employés dans la grave bitume 20.

3.1.2.1 Granulats utilisés dans les enrobés EBHP-20

Le gros granulat utilisé est constitué de pierres concassées de calibre 14-20 mm provenant de la carrière de St-Philipe de la prairie et produit par Construction DJL (Figure 3.1). Il représente plus de 70% de la granulométrie d'EBHP, de ce fait ses caractéristiques et propriétés influencent beaucoup le comportement de ce dernier. C'est un granulat avec des particules 100% concassées présentant de forte angularité (*Voir* Annexe I), critère important qui favorise la résistance à l'orniérage. Le gros granulat utilisé est de catégorie 1 selon le Tableau LC 2101-2 du MTQ « Catégories de gros granulats selon leurs caractéristiques

intrinsèques de résistance à l'usure et aux chocs », et de catégorie 1a selon le Tableau 2101-3 « Catégorie de gros granulats selon leurs caractéristiques de fabrication » du MTQ.

Le granulat intermédiaire choisi est un sable concassé très dur de calibre 0,08/0,630mm de provenance d'Unimin St-Canut (*Voir* Figure 3.1). Il est produit par l'entreprise Daubois sous le nom de sable concassé, silice N° 4010. C'est un matériau anguleux de forme semi-circulaire, chimiquement inerte ayant une dureté comparable à celle de quartz sur l'échelle de Mohs (7 sur 10) (*Voir* Annexe II). Sa distribution granulométrique assure une meilleure compacité. Il satisfait pleinement aux exigences des normes sur les granulats fins pour enrobés. Certaines caractéristiques des granulats sont présentées dans le Tableau 3.2.

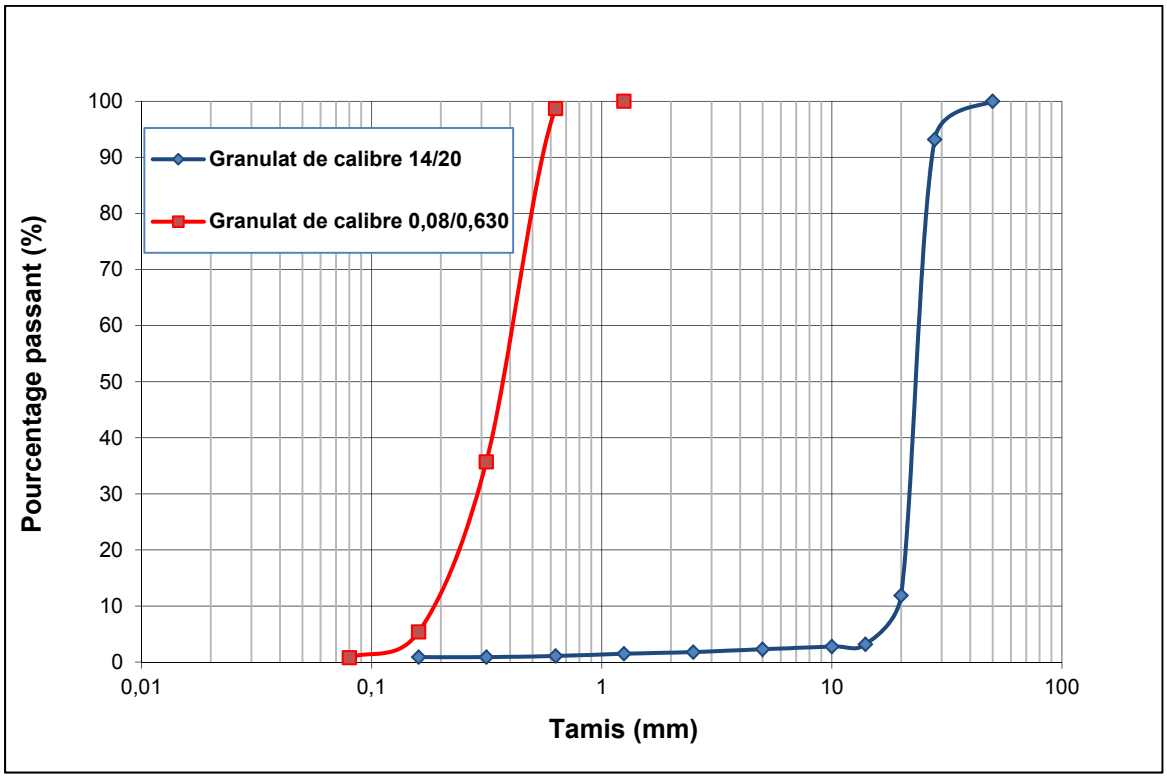


Figure 3.1 Illustration des granulométries du gros granulat et du granulat intermédiaire

Le filler utilisé est un calcaire fin broyé provenant des carrières CALCO de la compagnie GRAYMONT Inc. C'est un matériau couramment employé dans la confection d'enrobés bitumineux.

Tableau 3.2 Propriétés des granulats utilisés pour la confection des enrobés EBHP-20

Granulats		**14-20 mm**	**Quartz 4010**	**Filler**
Nature minéralogique		Calcaire	Silice	Calcaire
Densité brute (Dgb)		2,760	2,620	2,700
Diamètre moyen (mm)		16,526	0,365	0,034
Absorption à l'eau (%)		0,6	0,4	1,0
% particules plates		13,1	n/a	n/a
% particules allongées		20,8	n/a	n/a
Granulométries	Tamis (mm) (mm)	% Passant		
	28	100	100	100
	20	93	100	100
	14	12	100	100
	10	3,2	100	100
	5	2,8	100	100
	2,5	2,3	100	100
	1,25	1,8	100	100
	0,630	1,5	98	100
	0,315	1,1	36	100
	0,160	0,9	5,4	100
	0,080	0,9	0,9	68

n/a : non applicable

3.1.2.2 Granulats pour le grave bitume GB-20

A l'exception du filler, les granulats utilisés dans le grave bitume 20 sont tous des pierres concassées de nature calcaire provenant de chez RAYCAR. Le filler utilisé est le même que celui employé dans les enrobés EBHP-20. Les propriétés et la granulométrie des granulats du GB-20 sont présentées dans le Tableau 3.3 et à la Figure 3.2.

Tableau 3.3 Caractéristiques des granulats utilisés dans la composition du GB-20

Propriétés		**Granulats**			
		10/20	**5/10**	**0/5**	**Filler**
Nature minéralogique		Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire
Densité brute (Dgb)		2,849	2,833	2,824	2,700
Densité apparente (Dga)		2,948	2,943	2,893	2,700
% Absorption d'eau (Abs)		1,4	1,6	1,6	1,0
Granulométrie	Tamis (mm) (mm)	% passant			
	28	100	100	100	100
	20	96	100	100	100
	14	49	100	100	100
	10	12	94	100	100
	5	2,0	9,0	96	100
	2,5	2,0	3,0	61	100
	1,25	1,0	2,0	39	100
	0,630	1,0	2,0	26	100
	0,315	1,0	1,0	18	100
	0,160	1,0	1,0	13	100
	0,80	0,7	0,7	9,6	68

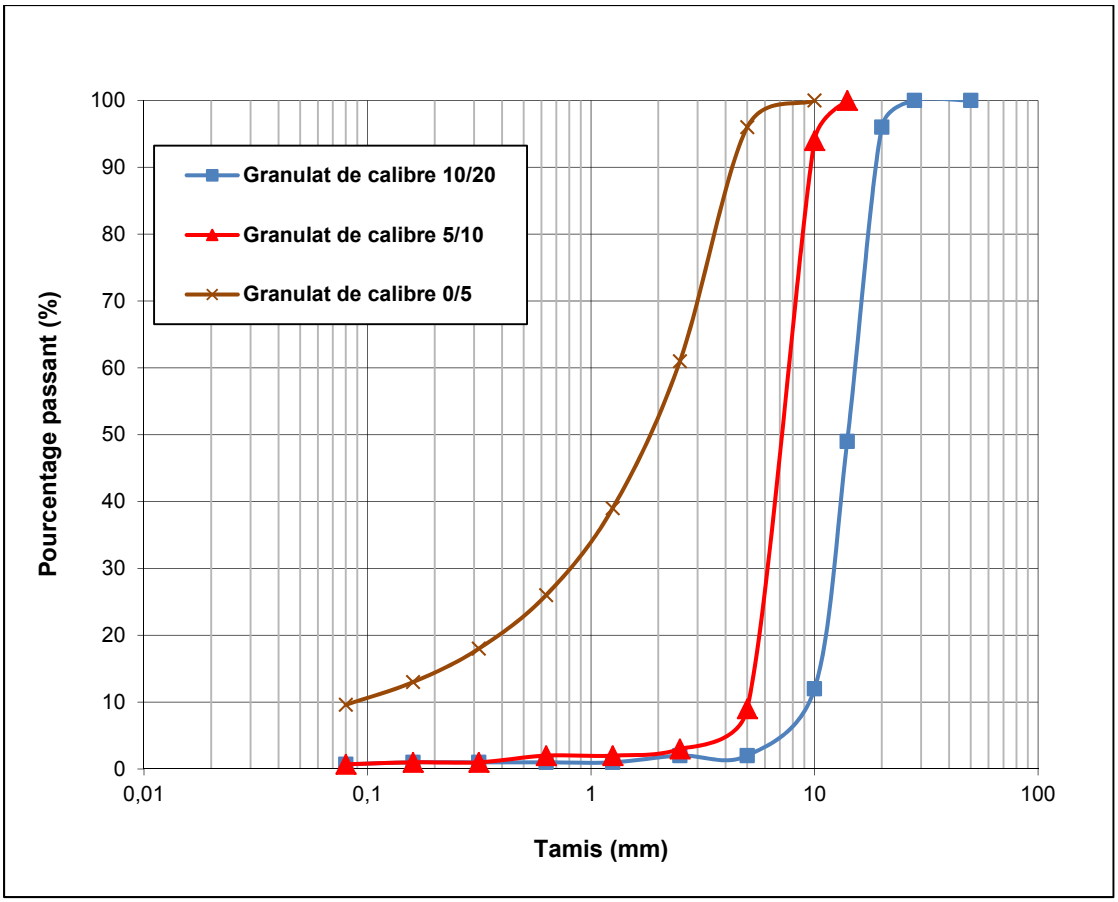


Figure 3.2 Illustration de granulométries do 0/5, 5/10 et 10/20 entrant dans la composition du GB-20

3.2 Détermination de la formule d'EBHP à optimiser : (Méthode LC)

Cette partie s'appuie sur la méthode d'essai LC 26-004 « Formulation des enrobés à la presse à cisaillement giratoire (PCG) ». Elle vise à déterminer une formule plus exacte du mélange de départ avec un pourcentage plus exact du taux de bitume à employer. Il faut rappeler que la teneur en bitume déterminée précédemment n'est qu'une approximation (en référence au V_{be}). Pour se faire, un enrobé a été fabriqué avec les proportions de la formule de départ établie dans le Tableau 3.4. Les résultats obtenus à l'issu de cette étape sont présentés dans le Tableau 3.6.

3.2.1 Granularité et caractéristiques des différents enrobés EBHP-20

Suite à l'élaboration de la formule standard, Plusieurs enrobés ont été confectionné avec des taux variés en filler dans le but de déterminer l'optimum en filler (*Voir* Annexe V). L'utilisation d'une quantité élevée de granulats grossiers engendre une teneur en vides élevée qu'il faut partiellement combler par des éléments fins pour atteindre la compacité optimale. Il convient donc de déterminer le taux optimum de filler, car un surdosage peut entrainer un desserrement des grosses particules et un sous dosage peut jouer sur la cohésion du mastic (filler + bitume). Le Tableau 3.5 donne les granulométries des différents combinés granulaires, et les caractéristiques des différents enrobés.

Tableau 3.4 Proportions des constituants de l'enrobé standard

Constituants	**Enrobé**	
	EBHP-20 Départ	**EBHP-20 à optimiser**
	% massique	
Pierre 14/20	72,42	72,42
Sable 0,08/0,630	11,9	11,9
Filler	11,23	11,23
Bitume	**4,45**	**3,85**
D_{gb}	2,735	2,735
V_{be} (% volumique)	10,99	9,72
D_{mm}	2,536	2,568
D_{mb}	2,435 (théorique)	2,508

Tableau 3.5 Granulométrie du combiné granulométrique des différents enrobés EBHP-20

Granulat		**EBHP-20 _15%**	**EBHP-20 _12,5%**	**EBHP-20 _11,75%**	**EBHP-20 _11%**	**EBHP-20 _10,25%**	**EBHP-20 _9,5%**
14/20		73,02	75,16	75,81	76,45	77,10	77,74
0,08/0,630		11,98	12,34	12,44	12,55	12,65	12,76
Filler		15,00	12,50	11,75	11,00	10,25	9,50
D_{gb}		2,733	2,734	2,734	2,734	2,735	2,735
	Tamis	**% Passant**					
Granulométrie	28	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	20	94,2	94,0	93,9	93,9	93,8	93,8
	14	35,7	33,8	33,2	32,7	32,0	31,5
	10	29,3	27,2	26,6	26,0	25,4	24,8
	5	29,0	26,9	26,3	25,7	25,1	24,4
	2,5	28,7	26,6	25,9	25,3	24,7	24,1
	1,25	28,3	26,2	25,6	24,9	24,3	23,7
	0,63	27,8	25,7	25,1	24,4	23,8	23,2
	0,315	20,1	17,8	17,1	16,4	15,7	15,0
	0,16	16,3	13,8	13,1	12,4	11,6	10,1
	0,08	10,9	9,2	8,7	8,2	7,7	7,2

Tableau 3.6 Caractéristiques des enrobés EBHP-20 et la GB-20

Enrobés	EBHP-20 _15%	EBHP-20 _12,5%	EBHP-20 _11,75%	EBHP-20 _11%	EBHP-20 _10,25%	EBHP-20 _9,5%	GB-20
Bitume	64-28	64-28	64-28	64-28	64-28	64-28	64-28
% en bitume	3,93	3,85	3,85	3,86	3,86	3,87	4,32
V_{be} (%)	9,91	9,72	9,72	9,70	9,66	9,63	n/d
%Tamisât au 80µm	10,9	9,6	9,0	8,4	7,8	7,3	n/d
% de refus au 5mm	71,0	73,1	73,7	74,3	74,9	75,6	n/d
% en vides	2,5	4,2	3,9	4,5	5,9	7,4	3,1
D_{mm}	2,563	2,567	2,568	2,569	2,570	2,571	2,640
VAM (%)	12,16	13,51	13,24	13,76	14,99	16,32	13,10

(n/d) : non déterminé

3.3 Confection des éprouvettes

La réalisation d'éprouvette intègre plusieurs étapes indispensables qu'il faut absolument maitriser pour arriver à des résultats corrects et représentatifs.

3.3.1 Fabrication des plaques

Suite à une période de cure de 2 heures à la température de malaxage, l'enrobé a été sorti du four, puis la masse nécessaire à la fabrication de la plaque a été déterminée. Il faut signaler que cette masse dépend de l'enrobé; des dimensions de la plaque qu'on désire fabriquer, elle-même dépendant de la taille du granulat et des essais à réaliser; et du taux de compactage recherché (le taux de compactage visé généralement est de 95%). L'enrobé est ensuite placé dans la moule pour être compacté suivant une séquence bien établie en fonction de la hauteur de la plaque. Après compactage, les plaques ont été laissées à la température ambiante pendant 48 heures comme décrit dans la méthode d'essai LC 26-400.

3.3.1.1 Plaques pour la résistance à l'orniérage

L'essai d'évaluation de la sensibilité à l'orniérage à nécessiter la confection de deux plaques de dimension 500 mm*180 mm*100 mm conformément à la méthode d'essai LC 26-410.

3.3.1.2 Éprouvettes pour le retrait thermique empêché et le module complexe

Pour le retrait thermique empêché, le module complexe et la fatigue, une grande plaque de dimension 600 mm*400 mm*125 mm a été confectionnée selon les directives relatives à la fabrication des plaques expliquées à la section 3.2.2. Après une période de cure de 24 heures, la plaque compactée a été sciée en trois parties (*Voir* Figure 3.3). Onze carottes ont été en tout prélevées des trois semi-plaques dans la direction normale au plan de sciage, parallèlement à la surface compactée. Pour une meilleure planéité de leurs surfaces, les éprouvettes été ont placées dans une surfaceuse rotative au carbure. Ensuite les éprouvettes ont été entreposées à température et humidité contrôlées sur un lit de sable suivant leurs axes de révolution, de manier à éviter leur gauchissement en cours d'entreposage. Une période de deux semaines nécessaire avant de soumettre les éprouvettes aux différents essais a été observée.

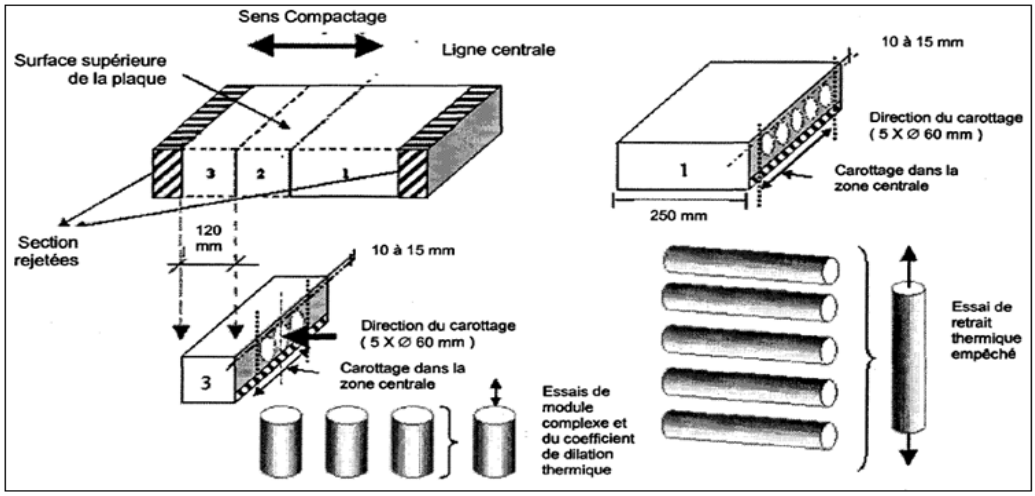


Figure 3.3 Procédure de carottage des éprouvettes pour les différents essais
Tirée de Meunier (2005, p.88)

3.3.2 Éprouvettes pour la mesure de la tenue à l'eau

Les éprouvettes utilisées pour la tenue à l'eau ont été réalisées suivant la méthode d'essai LC 26-020 « Préparation d'éprouvettes pour la méthode Marshall ». L'essai a commencé par la fabrication d'enrobé respectant la formule établie. Les granulats et les instruments utilisés ont été chauffés à 168°C (température ne devant pas dépasser la température de malaxage ajoutée de 30°C). Le bitume aussi a été chauffé à 155°C (température de malaxage). Ensuite la quantité nécessaire de granulat a été placée dans le bol, en prenant le soin de former au milieu un cratère devant dans lequel a été versé la quantité nécessaire de bitume. L'ensemble a ensuite été mélangé par un malaxeur jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène. Après malaxage, l'enrobé a été immédiatement placé dans des moules de diamètre 101mm ±0,2mm contenant un disque de papier et préalablement nettoyés et chauffés à 160°C (température de compactage ajoutée de 15°C).

Rappelons que la masse nécessaire pour une éprouvette est déterminée pour une hauteur après compactage de 63,5 ±3,0mm. Pour notre cas, la masse estimée est de 1250 g pour chaque éprouvette (en général elle est égale à 1217 ±50g pour les granulats de densité brute comprise entre 2,50 et 2,8). Après avoir mis l'enrobé dans les moules, une première compaction a été faite avec la spatule par enfoncement autour des moules jusqu'à 15 fois et 10 fois au centre avant de les recouvrir par un autre disque de papier. Les moules ont été ensuite placés sous la dame de compactage intégrant une masse frappante. Seulement après avoir reçus 40 coups sur chaque face, les moules ont été laissés à la température ambiante avant leur démoulage. Une fois démoulées, une période de 12 heures est nécessaire avant de commencer l'essai de tenue à l'eau.

3.4 Présentation des enrobés

Au cours de ce projet de recherche, deux types d'enrobés : EBHP-20 et GB-20 ont été étudiés. Le premier (EBHP-20) constitue la version améliorée des enrobés SMA-Cpack. Il est le fruit d'une formulation en élaboration suivant la procédure de formulation des enrobés

SMA-Cpack. Pour des besoins d'optimisation, plusieurs enrobés de ce type, au total six, ont été fabriqués. Ces enrobés présentent presque la même granularité à quelques pourcentage près du taux de filler. Pour des raisons de discernement, ces enrobés ont été codifiés par « EBHP-20_X» où X désigne le taux de filler employé dans la confection de chaque enrobé. Le Tableau 3.7 renferme le nom des enrobés de types EBHP formulés.

Quant au second type d'enrobé qui est la grave bitume (GB-20), c'est un enrobé de base qui avait déjà été formulé et caractérisé au laboratoire sur les chaussées et matériaux bitumineux (LCMB) de l'école de technologie supérieure.

Tableau 3.7 Codification des différents enrobés de type EBHP-20

Appellation de l'enrobé	Taux de filler employé (%)
EBHP-20_15	15,0
EBHP-20_12,5	12,5
EBHP-20_11,75	11,75
EBHP-20_11	11,0
EBHP-20_10,25	10,25
EBHP-20_9,5	9,5

3.4.1 Formulation de l'enrobé de EBHP-20

Comme mentionné précédemment, la formulation de l'enrobé bitumineux à haute performance utilise la même méthodologie de formulation que les SMA-Cpack mis au point au LCMB de l'ÉTS.

3.4.1.1 Méthode de formulation des SMA-Cpack

Les SMA-Cpack sont des enrobés à matrice de pierre fabriqués selon une approche fondée sur l'optimisation granulaire. En effet, en appliquant par transposition le concept de l'empilement granulaire du béton à haute performance (BHP) fondé sur les travaux de Baron, Perraton et ses collègues ont récemment montré que les performances en laboratoires des

enrobés SMA peuvent être considérablement améliorées en mobilisant la fraction grossière du mélange (Perraton et al. 2007). Pour arriver à cette fin, ils ont mis au point une méthodologie de formulation basée sur des principes de l'optimisation granulaire évoqués précédemment et sur l'application de la méthode de formulation LC du MTQ. Les principales étapes sont :

- la détermination d'une combinaison granulaire optimale;
- la sélection d'un V_{be} approprié suivant la GNM ciblée;
- la détermination des proportions des constituants de l'enrobé sur une base volumétrique (formulation de départ).

Enfin, la formulation de départ est validée à l'aide de la PCG en laboratoire. Cette méthodologie se distingue de la méthode de formulation standard du fait qu'elle ne cherche pas à fixer un fuseau granulaire mais plutôt à maximiser la fraction la plus grossière.

Cette méthode de formulation a été appliquée pour confection d'enrobés SMA-Cpack de différentes GNM utilisant des matériaux disponibles dans la région de Montréal. La Figure 3.4, illustre la macrostructure des enrobés confectionnées obtenue à partir de photos digitalisées. On constate que la teneur en particules grossières est importante pour chacun des enrobés SMA-Cpack.

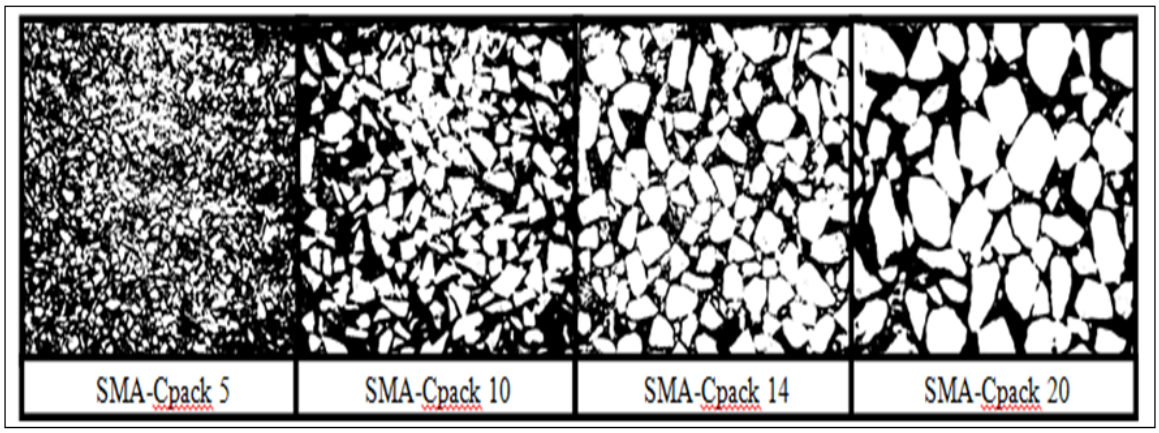


Figure 3.4 Illustration de la proportion de gros granulats dans les SMA-Cpack
Tirée de Perraton et al. (2007, p.19)

3.4.1.2 Choix des classes granulaires

Pour la confection des enrobés EBHP, le granulat grossier joue un rôle prépondérant dans le choix des autres classes granulaire. Les grosses particules représentent la fraction granulaire assurant la continuité du transfert des efforts au sein de la macrostructure de l'enrobé : contact gros-sur-gros. C'est par rapport aux particules grossières qu'on définit la GNM. Le nombre et le choix des fractions granulaires éventuelles dépendent directement de la GNM.

Si la GNM choisi est inférieure ou égale à 5 mm, il faut ajouter seulement une fraction à celle du gros granulat. Dans le cas contraire, c'est à dire si la GNM est supérieure à 5mm, il sera nécessaire d'ajouter au moins deux autres fractions granulaires à celle du gros granulat pour pouvoir respecter la granulométrie type des EBHP.

Les classes granulaires choisies doivent avoir au moins un rapport de 0,1 entre leur diamètre moyen respectif pour atténuer les effets d'interférence. Les trois classes granulaires retenues pour l'élaboration des différents enrobes EBHP-20 dans le cadre de ce projet sont : Un granulat grossier de calibre 14/20; une fraction intermédiaire de calibre 0,08/0,63; et du filler.

3.4.1.3 Principe d'optimisation de la granulométrie

Après l'identification des classes granulaires à utiliser, l'optimisation granulaire constitue la prochaine étape. Pour se faire, des essais de PCG ont été réalisées dans un premier temps sur chaque classe granulaire à fin de déterminer son indice des vides. Ensuite on effectue plusieurs mélanges de granulats pour lesquels on détermine l'indice des vides avec le même principe utilisé précédemment pour les classes granulaires seules (*Voir* Tableau 3.8). L'objectif est de trouver la combinaison optimale qui produit un minimum de vides en limitant au maximum les interactions entre les granulats (effet d'interférence et de paroi). Pour valider la première combinaison optimale (granulats grossier et intermédiaire), la porosité et la masse volumique maximale doivent être comparé à celles du gros granulat seul

pour apprécier la qualité du contact gros-sur-gros dans l'enrobé. Pour la deuxième combinaison optimale, elle est établie en référence au mélange gros-intermédiaire comme expliquer dans la section 3.2.1.5.

3.4.1.4 Optimisation de la combinaison Gros-Intermédiaire

L'objectif de cette première combinaison est de déterminer les quantités optimales de granulats grossier et intermédiaire qu'il faut combiner ensemble pour minimiser l'indice des vides sans interaction. Cela revient donc à définir des seuils $p_i^{G/I}$ et $ps^{G/I}$ en dessous desquels il y a toute absence d'effet de paroi et d'interférence. Pour se faire, on effectue un mélange riche en granulats intermédiaire constitué de 40% de gros combiné à 60% d'intermédiaire dont on mesure l'indice des vides à la PCG à 60 girations. Les seuils $p_i^{G/I}$ et $p_s^{G/I}$ sont déterminés en suivant le processus décrit dans section 3.1.1.3. Après calcul, la valeur trouvée pour le seuil $p_i^{G/I}$ est de 0,611 pour un indice des vides de 23,6%, et celle du $p_s^{G/I}$ déterminée graphiquement est égale à 0,859 correspondant à un indice des vides de 33,2%.

Tableau 3.8 Résultats des mesures de l'indice des vides des granulats

Granulats	Masse d'essai (g)	Hauteur minimale (mm)	Hauteur à 60 girations (mm)	Porosité (%)	Indice des vides (%)
Grossier (14/20)	4200	86,16	133,5	35,46	54,94
Intermédiaire	4200	90,76	143	36,53	57,55
Filler	5000	102,20	149.2	29.76	42.38
Combiné (40% G + 60% I)	4200	88,93	120,9	26,44	35,94

NB : La masse volumique calculée sur granulat seul à 60 girations est la même qu'on obtiendrait dans l'enrobé en service pour des granulats de bonne qualité et de forme relativement cubique.

Le dosage en particules intermédiaires a été donc fixé à 14,1% (1- $p_s^{G/I}$). Pour valider cette valeur, la masse volumique du gros du combiné 14,1–85,9 a été calculée. La valeur obtenue est légèrement inférieure à celle de la masse volumique mesurée sur le gros seul

(1368,8 kg/m^3) (*Voir* Figure 3.6). L'indice des vides, la porosité et la hauteur minimale sont déterminés respectivement par les équations 3.1, 3.2 et 3.3.

$$e(\%) = 100 * \frac{n(\%)}{1 - n(\%)} \tag{3.1}$$

$$n(\%) = 100 * \frac{H_{60g} - H_{\min}}{H_{60g}} \tag{3.2}$$

$$H_{\min} = \frac{M_{essai} * 4000}{D_{gb} * \pi * \text{Diam.}^2} \tag{3.3}$$

Où :

e (%) Représente indice des vides (%)

n (%) Représente la porosité (%)

H_{60g} Désigne la hauteur à 60 girations

$H_{\min}$ Désigne la hauteur minimale (0 giration)

M_{essai} Désigne la masse de l'échantillon

D_{gb} Représente la densité brute du granulat

3.4.1.5 Optimisation de la combinaison «gros/intermédiaire» - Fin

Les particules fines servent à combler les vides laissés dans le combiné optimal (gros/intermédiaire). Le filler est dosé en appliquant le même principe utilisé pour déterminer le combiné optimal toujours dans l'optique d'un mélange sans interférence sur l'arrangement des gros. Tout comme dans le cas précèdent, le seuil p_i ($p_i^{G/I-F}$), correspondant au mélange {gros/intermédiaire}-fin a été déterminé par l'équation (1.23), en remplaçant cette fois j par $d_{FIN,}$ et G par l'indice des vides du combiné optimal (gros/intermédiaire) (G/I= 33,2%). les valeurs des seuils $p_i^{G/I-F}$ et $p_s^{G/I-F}$ obtenues sont respectivement 0,832 et 0,848.

Le dosage du filler est déterminé en considérant le volume de bitume effectif (V_{be}) que l'on souhaite avoir au sein de l'enrobé et la teneur en vides résiduelle recherchée (V_i) dans l'enrobé. Dans le cas présent, le V_{be} a été fixé à 9,9% et la teneur en vides résiduelle à 5%, on en déduit que la porosité du squelette granulaire (n) se situe autour de 14,9%, ce qui correspond à un indice des vides de 17,5 %. À partir de la Figure 3.7, on trouve que le dosage en fines (filler) s'établit autour de 11,75%. Finalement pour s'affranchir des effets d'interférence, le dosage du filler doit être inférieur à (1- $p_s^{G/I-F}$), soit 15,8%, ce qui est largement le cas.

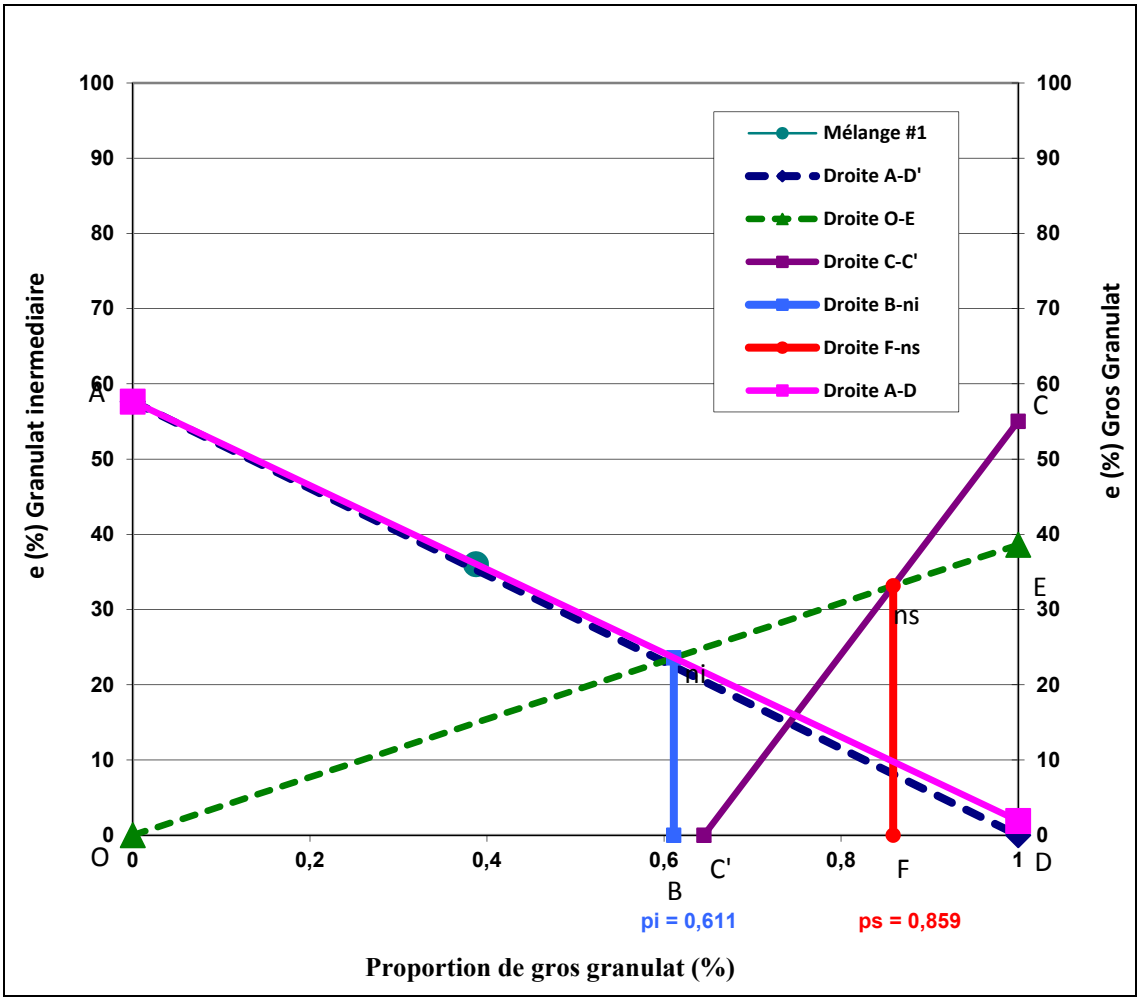


Figure 3.5 Évolution de l'indice des vides du combiné binaire de 40% de gros (g) et 60% de granulats intermédiaires (i)

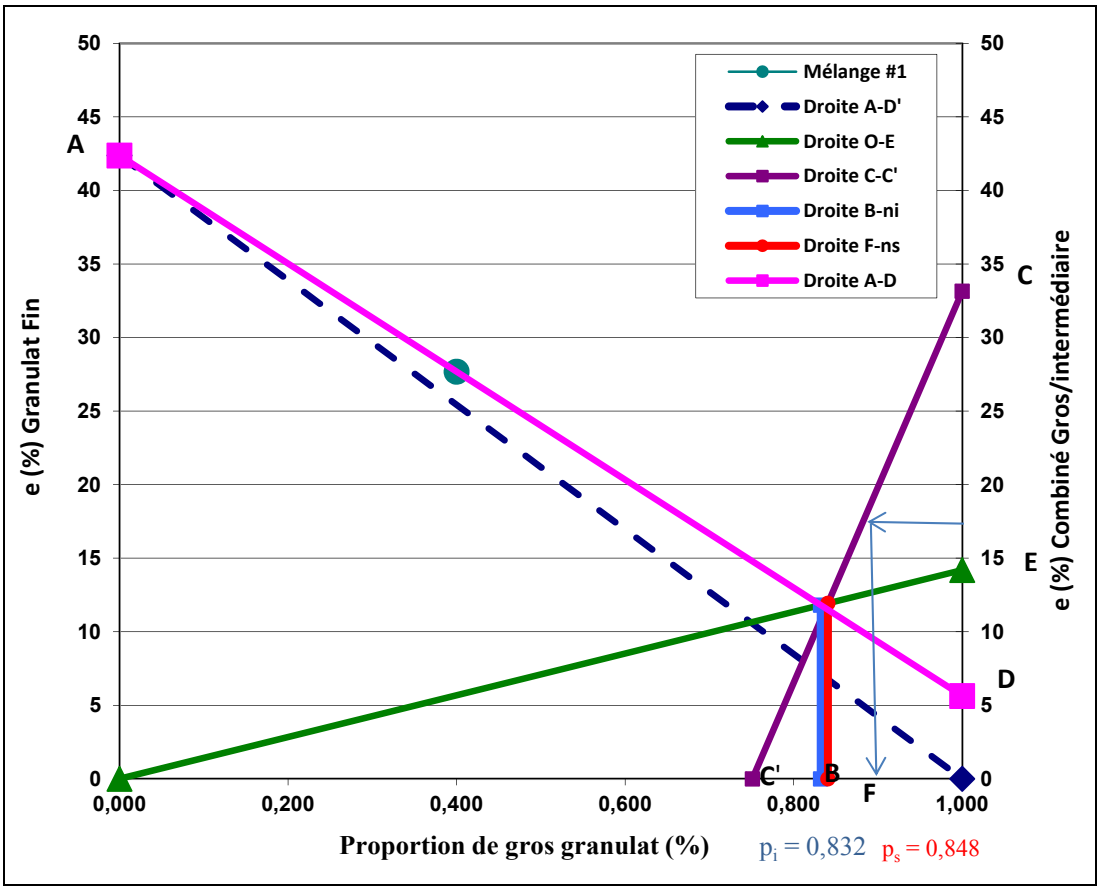


Figure 3.6 Évolution de l'indice des vides du combiné binaire de 40% de (gros/intermédiaire) et 60% de fin (f).

3.4.1.6 Sélection du V_{be} suivant la GNM

D'après Perraton et al. (2007), l'optimisation de la fraction grossière donne lieu à une macrostructure particulière de l'enrobé SMA. Elle produit une réduction du VAM, par conséquent les valeurs de V_{be} correspondantes aux enrobés SMA conventionnels ne peuvent pas a priori s'appliquer. Perraton et al. (2007) suggère alors, après des essais en laboratoire sur un enrobé SMA-Cpack 20 formulé pour une GNM de 20 mm, de prendre le V_{be} égale à 9,9%. Ils estiment qu'un V_{be} supérieur produirait un saignement de l'enrobé dû à un excès de bitume malgré l'utilisation de fibres de cellulose à des dosages usuels. Cette valeur de V_{be} a été donc retenue pour la formulation pour un volume de vide visé égal à 5%.

3.4.1.7 Détermination de la formule de départ de EBHP-20

A partir du résultat de l'optimisation granulaire, de la valeur du V_{be} et de la teneur du vide que l'on souhaite avoir dans l'enrobé, une première formule (départ) a été obtenue sur une base volumétrique (*Voir* Annexe IV). Les principales proportions de l'enrobé fabriqué avec la formule de départ sont données dans le Tableau 3.9.

Tableau 3.9 Proportion pour la confection de l'enrobé EBHP-20

Proportion massique (%)	**EBHP-20**		
	1ère	**2e étape**	**Formule de départ**
Combiné Gros/Intermédiaire			
Intermédiaire	14,10%		
Gros	85,90%		
Combiné {Gros/Intermédiaire} – Fin			
Fins (seuil maximal)		11,75%	
{GROS/INTERMÉDIAIRE}		88,25%	
Mélange départ			
Gros granulat			72,42%
Granulat intermédiaire			11,90%
Filler			11,23%
Bitume (V_{be} = 9,9%; M_{ba} = 0,62%)			4,45%

3.5 Caractéristiques physiques des éprouvettes

Les caractéristiques des éprouvettes (*Voir* Annexe VI) obtenues après carottage et prévues pour la réalisation des essais thermomécaniques sont présentées dans les Tableaux 3.10 et 3.11. Ces données concernent uniquement les enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% puisqu'après analyses, comme nous le verrons par la suite, ce sont ces deux enrobés qui seront étudiés de façon approfondie.

L'essai de tenue à l'eau été réalisé uniquement sur la formule EBHP-20_11% (*Voir* Tableau 3.12), puisque le but de cet essai est d'évaluer le degré de cohésion entre les granulats. En prouvant que l'enrobé EBHP-20_11% résiste à l'eau, on prouve implicitement que l'enrobé EBHP-20_15% tiendra également à l'eau puisqu'il contient plus de filler et presque le même taux de bitume, donc un mortier bitumineux plus élevé favorisant la résistance au désenrobage.

Tableau 3.10 Caractéristiques physiques des éprouvettes pour la réalisation d'essais de module complexe et de fatigue

Enrobé	Éch.	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Masse (g)	Dmb	Dmm	% des vides
EBHP-20_15%	P1B1	125,1	74,1	1345,5	2,523	2,563	1,57
	P1B2	124,8	74,0	1353,2	2,524		1,50
	P1B3	125,2	74,1	1346,1	2,514		1,93
	P1C1	121,9	74,1	1312,1	2,517		1,78
	P1C2	122,5	74,2	1317,3	2,522		1,58
	P1C3	122,3	74,3	1309,9	2,512		2,01
	P1E1	137,5	74,2	1471,0	2,511		2,03
	P1E2	138,6	74,1	1488,2	2,516		1,84
EBHP-20_11%	P2B1	123,4	74,0	1332,4	2,503	2,569	2,59
	P2B2	125.6	73,3	1358,0	2,509		2,35
	P2B3	131.5	74,1	1391,8	2,500		2,67
	P2C1	122,7	74,3	1299,3	2,501		2,64
	P2C2	122,5	74,1	1310,4	2,507		2,42
	P2C3	122,0	74,2	1301,1	2,499		2,74
	P2E1	129,9	74,1	1378,8	2,504		2,51

Tableau 3.11 Caractéristiques physiques des éprouvettes pour les essais de retrait thermique empêché (TSRST)

Enrobé	Échan.	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Masse (g)	Dmb	Dmm	% des vides
EBHP-20_15%	P1A3	250,1	59,3	1712,8	2,526	2,563	1,46
	P1A4	254,2	59,1	1730,8	2,515		1,85
	P1A5	252,8	59,2	1698,6	2,505		2,27
EBHP-20_11%	P2A3	229,5	59,3	1549,6	2,504	2,569	2,54
	P2A4	229,8	58,9	1518,5	2,497		2,82
	P2A5	229,7	58,9	1513,3	2,489		3,10

Tableau 3.12 Caractéristiques physiques des éprouvettes d'enrobé EBHP-20_11% pour la tenue à l'eau

Éprouvettes		hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Masse (g)	Densité brute	Densité maximale	Vides (%)
Vieillis	1	68,01	101,5	1257,3	2,475	2,569	3,65
	2	68,78	101,5	1248,9	2,466		4,01
	3	68,01	101,5	1253,5	2,470		3,85
Non vieillis	4	70,83	101,5	1247,8	2,466		4,01
	5	68,76	101,5	1250,0	2,463		4,12
	6	67,11	101,5	1252,3	2,466		4,01

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION DES RESULTAS

Dans ce chapitre, sont présentés les principaux résultats obtenus pour les enrobés bitumineux à hautes performances formulés en laboratoire ainsi que pour l'enrobé de référence la grave bitume 20, déjà formulée et caractérisée au LCMB. Pour le premier groupe d'enrobé, les résultats sont séparés en deux niveau d'essai, à savoir : les essais de formulation (optimisation granulométrique, PCG) et les essais thermomécaniques (orniérage, TSRST, module complexe, et fatigue). En plus de ces essais, le résultat d'un troisième essai dit de durabilité (tenue à l'eau), effectué seulement sur l'EBHP-20_11%, sera aussi exposé. Pour ce qui est de l'enrobe de référence, la grave bitume, les données obtenues lors de sa formulation et caractérisation avec les mêmes essais cités précédemment pour l'enrobé à haute performance seront aussi présentées.

4.1 Essais de formulation

Habituellement, les essais de formulation concernent les essais de détermination de la densité maximales et de PCG, mais compte tenu du type d'enrobé à étudier, seront inclus les essais d'optimisation granulaire. On profitera donc, par la même occasion, pour présenter les courbes granulométriques obtenues pour les enrobés EBHP-20_15%, EBHP-20_11% et la grave bitume GB-20 de référence.

4.1.1 Granulométries des enrobés étudiés

À la suite du processus d'optimisation, les distributions granulométriques obtenues sont montrées sur la Figure 4.1. Il faut noter que seule la granulométrie d'EBHP-20_11% est optimisée. Le deuxième enrobé, EBHP-20_15%, a été retenu juste pour voir l'influence du filler et par la suite celle du mastic (bitume + filler) sur les caractéristiques des enrobés à hautes performances. La courbe granulométrique de la grave bitume, est représentée sur la Figure 4.2.

Tableau 4.1 Propriétés des granulométries des différents enrobés étudiés

Enrobés		**EBHP-20_15%**	**EBHP-20_11%**	**GB-20**
Densité brute (Dgb)		2,733	2,735	2,831
Absorption (Abs(%))		0,64	0,61	1,51
Granulométries	Tamis (mm)	% Passant		
	28	100	100	100
	20	94	94	98
	14	36	33	81
	10	29	26	64
	5	29	26	45
	2,5	29	25	31
	1,125	28	25	21
	0,63	28	24	15
	0,315	20	16	10
	0,16	16	12	9,0
	0,08	11	8,2	8,0

Il est intéressant de constater l'influence de la teneur en filler sur le VAM des différents EBHP testés. En effet, comme montré à la Figure 4.3, le VAM diminue avec l'augmentation de la teneur en filler. Par contre, il semble y avoir un sommet à la courbe de tendance, un optimum, et passé cet optimum, le VAM augmente avec la teneur en filler. L'enrobé EBHP-20_15% se situe au-delà de cette limite de la teneur en filler, ce qui laisse penser qu'il y a trop de filler dans ce mélange. Ceci concorde avec l'exercice d'optimisation de la granulométrie effectué auparavant qui dit que l'on devrait ajouter 11,75% de filler.

La grave bitume 20 est plus dense que les EBHP-20. Sa courbe granulométrique est très proche de la CMVM, laissant moins d'espace (VAM petit) pour introduire le liant. Au niveau de la texture de surface, l'EBHP-20_11% aura un léger avantage car son pourcentage retenu sur le tamis 5 mm est de 71% contre 55% pour le GB-20.

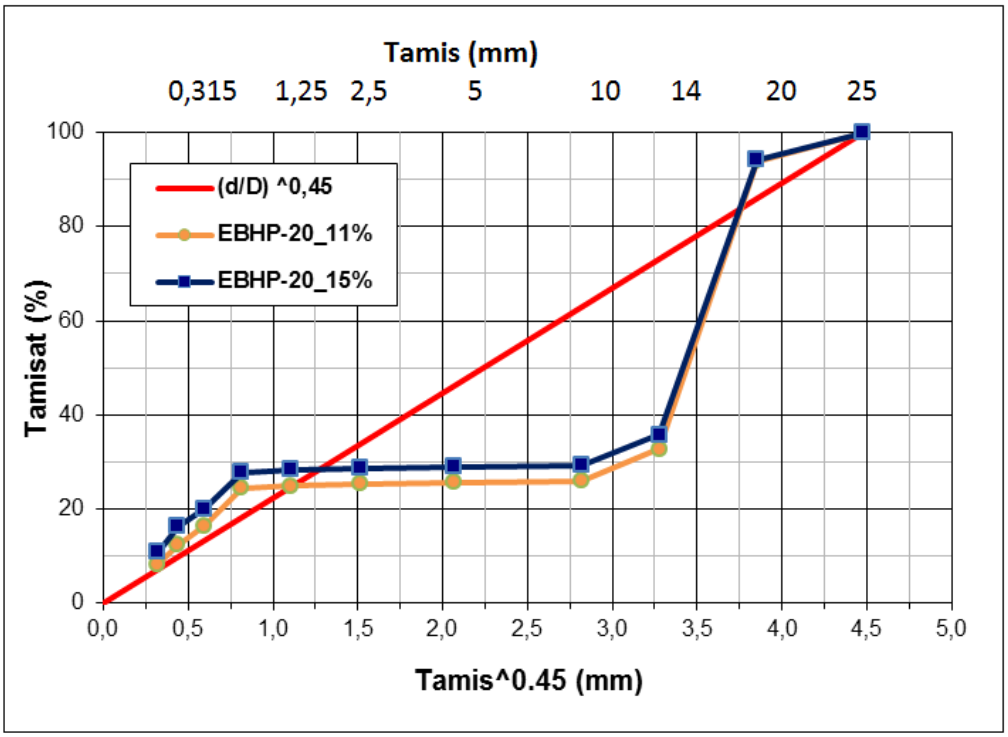


Figure 4.1 Courbes granulométriques des enrobés EBHP-20 étudiés

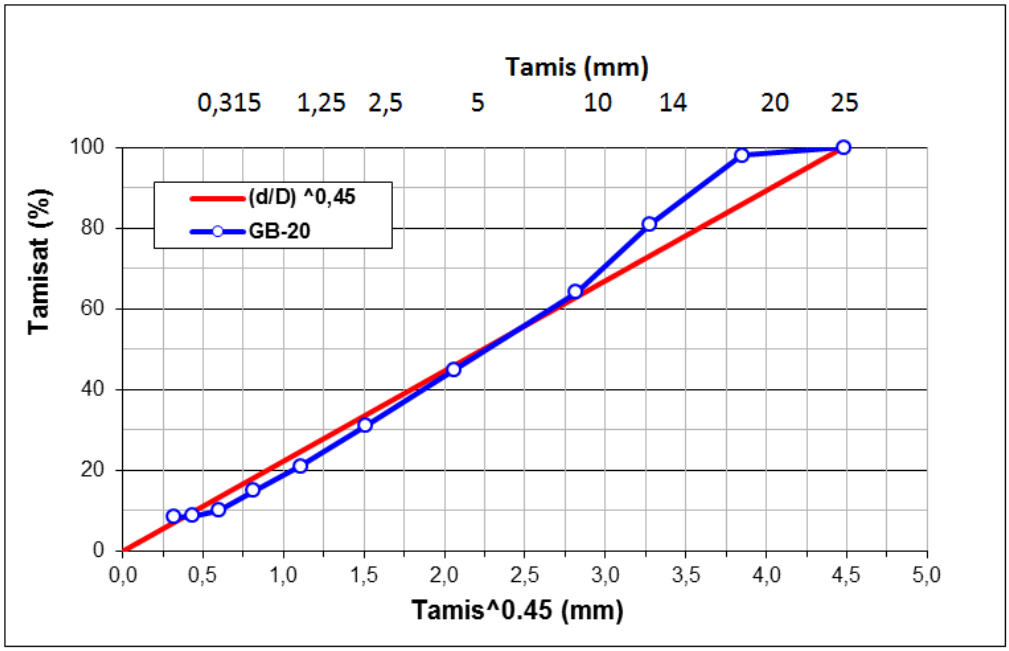


Figure 4.2 Courbe granulométriques de la GB-20

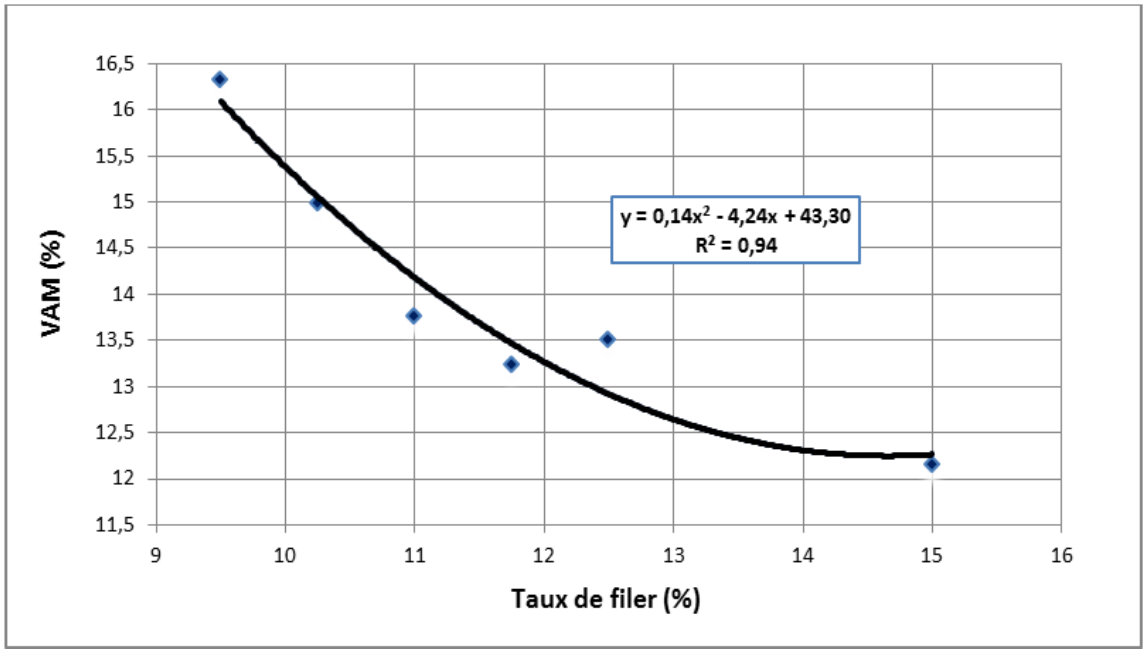


Figure 4.3 Variation du VAM en fonction du taux de filler
dans les enrobés EBHP-20

4.1.2 Presse à cisaillement giratoire (PCG)

Avant de procéder à l'essai de PCG, il est nécessaire de déterminer la densité maximale de l'enrobé car cette donnée est utilisée par tous les autres essais y compris le PCG. De ce fait, pour chaque enrobé formulé, deux mesures de D_{mm} à 25˚C ont été faites en respectant la condition de répétabilité. Les valeurs de D_{mm} considérées sont donc les moyennes des deux mesures effectuées. Ces valeurs sont données dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 Valeurs de densité maximale des différents enrobés

Enrobés	**EBHP-20_15%**	**EBHP-20_12,5%**	**EBHP-20_11,75%**	**EBHP-20_11%**	**EBHP-20_10,25%**	**EBHP-20_9,5%**	**GB-20**
D_{mm}	2,563	2,567	2,568	2,569	2,570	2,571	2,642

4.1.2.1 Enrobé bitumineux à hautes performances EBHP-20

L'essai de PCG sert à évaluer la maniabilité des enrobés suivant des critères prédéfinis par le MTQ pour chaque enrobé. Il n'y a pas de critères établis pour les enrobés EBHP-20, cependant nous allons considérer ceux définis pour la grave bitume. Les résultats obtenus après les différents essais de PCG sont présentés dans le Tableau 4.3. Il est à signaler que les valeurs dans ce tableau représentent la moyenne de trois essais faits sur chaque enrobé.

L'utilisation d'une quantité élevée de granulats grossiers engendre une teneur en vides élevée qu'il faut partiellement combler par des éléments fins pour atteindre la compacité maximale. Il convient de déterminer le taux optimum en filler, car un surdosage peut entrainer un desserrement des particules grosses et un sous dosage peut jouer sur la cohésion du mastic (filler + bitume). Les résultats obtenus à la PCG ont été donc utilisés pour tracer la relation entre la teneur en vides de l'enrobé établie en fonction des nombres de giration (10, 120 et 200) dans le but de situer l'optimum en filler (*Voir* Figure 4.3).

On remarque sur la Figure 4.3 qu'un optimum en vides existe entre 11% et 12% de filler. Donc les deux enrobés à considérer sont ceux rentrant dans cet intervalle : EBHP-20_11% et EBHP-20_11,75%. Mais en regardant bien les résultats obtenus à la PCG on se rend compte que le dernier ne satisfait pas à un des critères fixés par le MTQ. En effet l'enrobé EBHP-20_11,75% n'a que 1,5% de vides à 200 girations, ce qui le disqualifie pour le reste de l'étude. Finalement la formule retenue pour les autres essais est celle de l'enrobé EBHP-20_11% contenant 11% de filler. Cependant pour voir l'influence que peut avoir le filler dans ce type d'enrobé, il a été jugé bon d'inclure l'enrobé EBHP-20_15% pour la caractérisation. Par contre, la teneur en bitume de l'EBHP-20_15% est probablement un peu trop élevée car un léger ressuage a été aperçu sur les éprouvettes lors de l'essai de PCG. La teneur élevée en filler et en bitume, donc en mastic, de l'EBHP-20_15% explique la faible teneur en vides lors des essais à la PCG.

Tableau 4.3 Résultats obtenue à la PCG pour les enrobés EBHP-20

Enrobés	POURCENTAGE (%) DE VIDES À N GIRATIONS		
	10	120	200
	EXIGENCES DE LA NORME 4202 du MTQ		
	≥ 11%	4 à 7%	≥ 2%
EBHP-20_15%	15,4	2,5	1,4
EBHP-20_12,5%	17,7	4,2	2,1
EBHP-20_11,75%	16,4	3,9	1,5
EBHP-20_11%	17,02	4,5	2,1
EBHP-20_10,25%	18,4	5,9	3,4
EBHP-20_9,5%	19,2	7,4	5,0

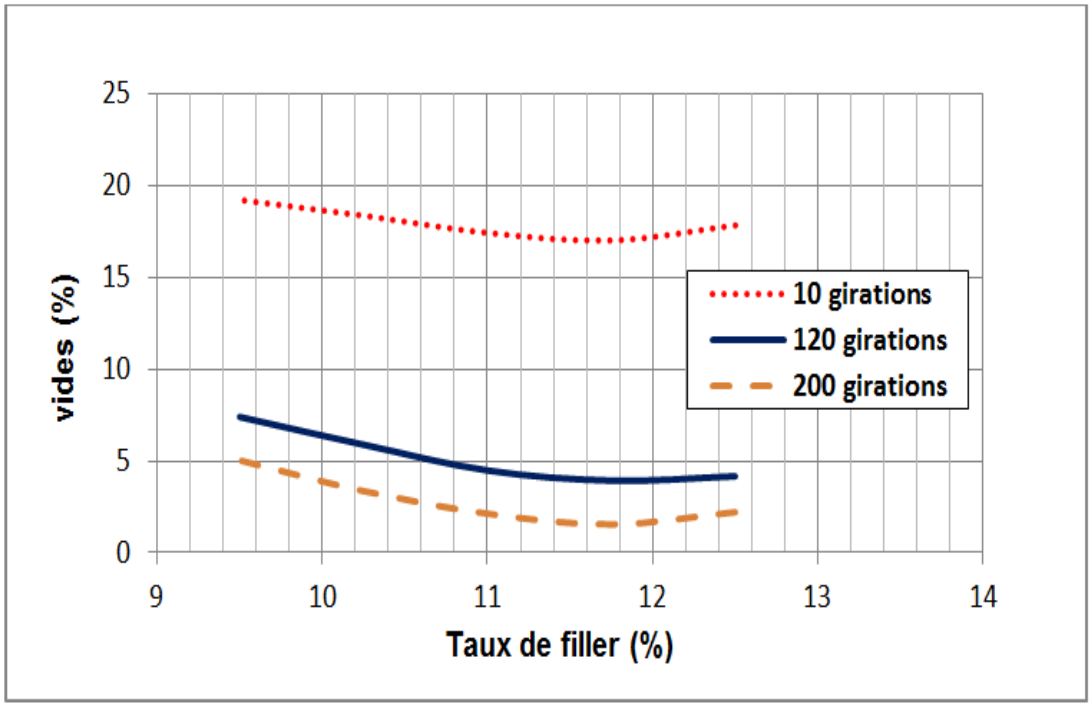


Figure 4.4 Évolution des vides en fonction du taux de filler
à différents nombres de girations

4.1.2.2 Grave bitume 20

Les valeurs obtenues avec l'essai de PCG sur l'enrobé de référence la grave bitume 20 sont données dans le Tableau 4.4. Ces valeurs représentent la moyenne des valeurs obtenues après trois essais. Comme on peut le constater, elles satisfont aux exigences demandés à propos des enrobés de bases de type GB-20.

Tableau 4.4 Résultat obtenue à la PCG pour le GB-20

Nombre de giration		**Vides (%)**	**Exigences selon la norme du 4202 du MTQ**
$N_{Initial}$	10	14,8	≥ 11%
N_{Design}	120	5,0	4 à 7%
N_{Final}	200	3,0	≥ 2%

4.2 Essais thermomécaniques

Deux enrobés ont été choisis (EBHP-20_11% et EBHP-20_15%) sur lesquels ont été effectués des essais thermomécaniques, c'est-à-dire les essais d'orniérage, de retrait thermique empêché, de rigidité et de fatigue.

4.2.1 Essais d'orniérage

Deux plaques ont été confectionnées pour chaque formule d'enrobé avec lesquelles des essais d'orniérage ont été réalisés. Mais auparavant, le taux de vide dans chacune des plaques a été déterminé par pesée hydrostatique, car il a été montré que ce paramètre à une grande influence sur l'orniérage comme on peut le voir sur la Figure 4.5.

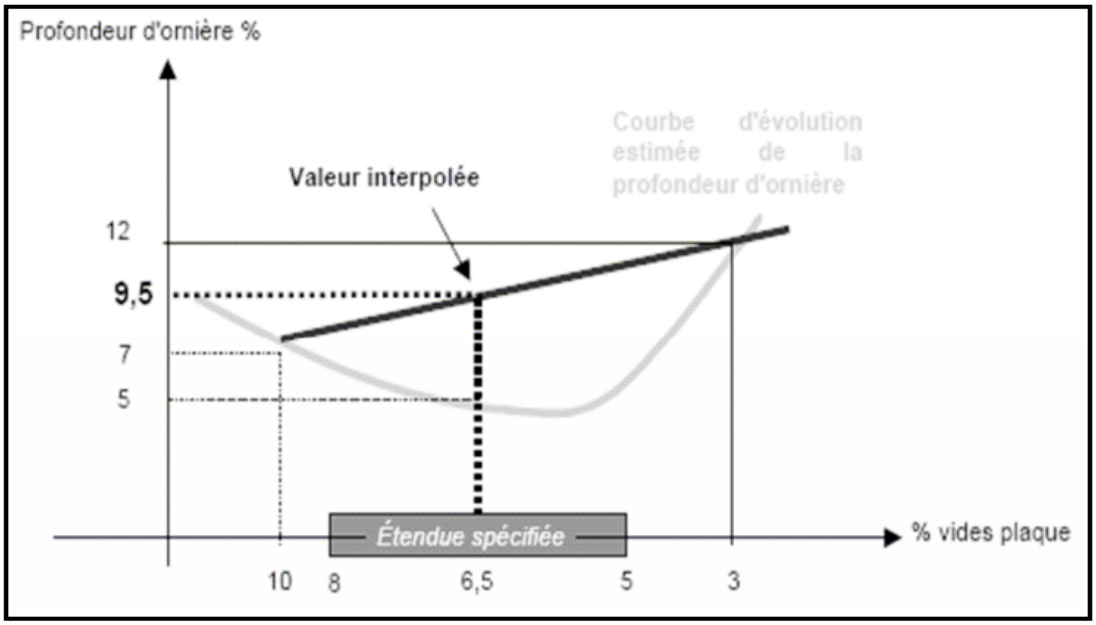


Figure 4.5 Influence du taux de vide sur l'orniérage des enrobés
Tiré de CETE Méditerranée (2005)

4.2.1.1 Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20

Les deux enrobés sélectionnés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% ont été soumis à l'essai d'orniérage. Les résultats de chaque plaque sont présentés dans le Tableau 4.5. Pour l'analyse, seule la moyenne des deux plaques pour chaque enrobé sera considérée.

Rappelons que les résultats de l'essai d'orniérage doivent respecter certains exigences émis par le MTQ pour chaque type d'enrobé. Dans le cas des deux enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11%, il n'y a pas de spécifications, on va donc considérer les critères exigés sur la grave bitume 20. A ce propos, la norme du MTQ stipule qu'à 30 000 cycles, le pourcentage d'ornière pour les enrobés de base comme la GB-20 ne doit pas dépasser 10%.

Les résultats obtenus ont été aussi transposés dans un graphique pour mieux apprécier l'évolution du pourcentage d'ornière. Seules les valeurs moyennes ont été considérées pour représenter chaque enrobé. Les courbes obtenues sont montrés sur la Figure 4.6.

Tableau 4.5 Résultats obtenus lors de l'essai d'orniérage sur les enrobés EBHP-20_11% et EBHP-20_15%

Enrobés	Plaques	(%) de vides	Pourcentage d'ornières (%)			
			1 000 cycles	3 000 cycles	10 000 cycles	30 000 cycles
EBHP-20_15%	1	2,9	4,90	5,54	6,85	7,26
	2	3,4	5,64	6,37	7,59	7,94
	Moy.	**3,2**	**5,27**	**6,96**	**7,22**	**7,60**
EBHP-20_11%	1	3,7	3,52	4,14	4,64	5,21
	2	3,4	3,67	4,30	4,84	5,44
	Moy.	**3,6**	**3,59**	**4,22**	**4,74**	**5,32**

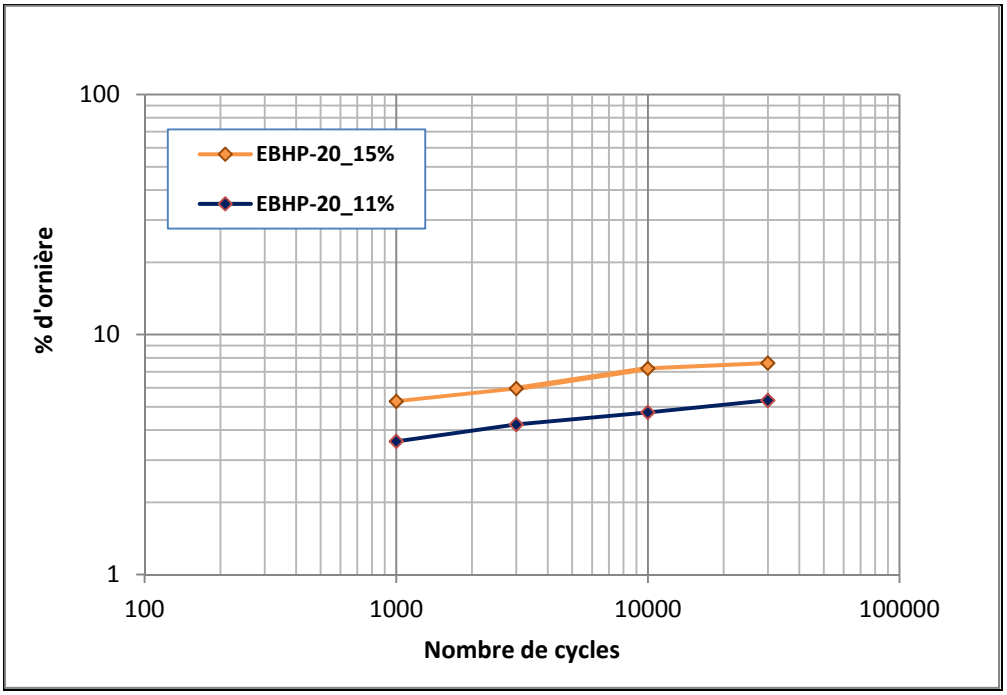


Figure 4.6 Évolution du pourcentage d'ornière suivant le nombre de cycles des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11%

4.2.1.2 Grave bitume 20

Les résultats obtenus à l'ornière pour la grave bitume sont compilés dans le Tableau 4.6 et à la Figure 4.6. Les pourcentages de vides des plaques ayant servis à l'essai ne sont pas connus.

Tableau 4.6 Résultats obtenus lors de l'essai d'orniérage sur la GB-20

Enrobés	**Plaques**	**(%) de vides**	**Pourcentage d'ornières (%)**			
			1 000 cycles	3 000 cycles	10 000 cycles	30 000 cycles
GB-20	1	n/d	2,25	2,85	3,34	3,80
	2	n/d	4,12	4,89	5,76	6,47
	Moy.	**n/d**	**3,19**	**3,87**	**4,55**	**5,14**

n/d : le pourcentage de vides n'est pas connu pour les plaques de GB-20

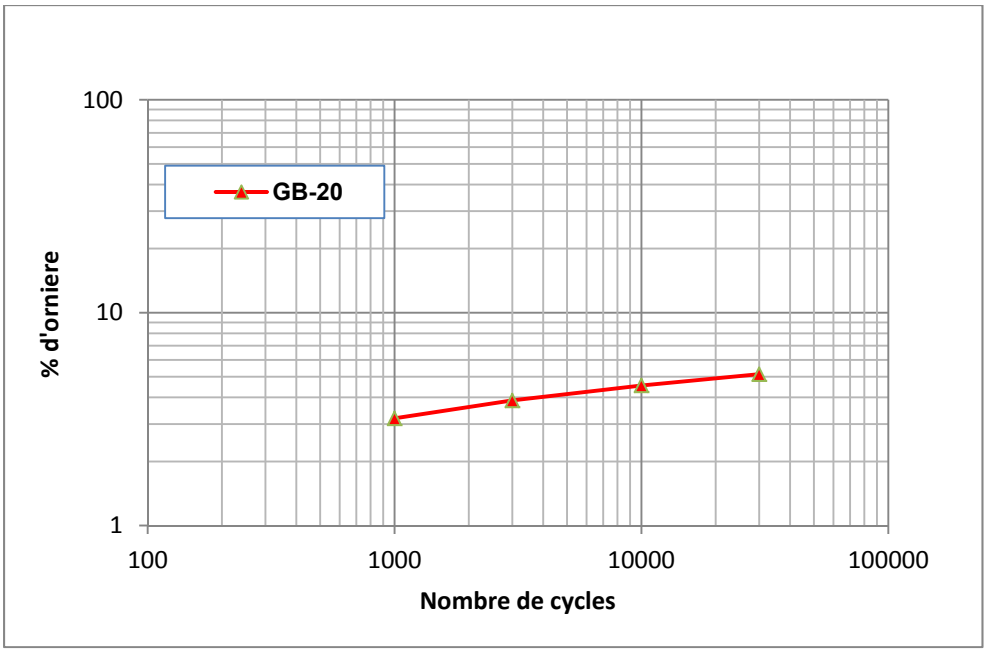


Figure 4.7 Évolution du pourcentage d'ornière suivant le nombre de cycles de l'enrobé de référence GB-20

4.2.2 Essais de retrait thermique empêché (TSRST)

L'application du retrait thermique empêché sur des échantillons d'enrobé a pour but d'évaluer leur performance à basses température. C'est dans cette optique que trois éprouvettes de chaque enrobé ont été testées conformément à la norme AASHTO TP10-93 avec un taux de gel de 10°C/heure.

4.2.2.1 Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20

Les résultats de l'essai TSRST réalisé sur les enrobées EBHP-20 sont indiqués dans le Tableau 4.7 et aux Figures 4.7 et 4.8. Les données de rupture (contrainte, force maximale et la température) figurent dans ce tableau ainsi que d'autres données telles les températures (de transition vitreuses et bissectrices) et les différentes pentes pour des fins d'analyse.

Tableau 4.7 Résultats d'essai de retrait thermique empêché sur les enrobés EBHP-20_11% et EBHP-20_15%

Enrobés	Ech.	Vides	Rupture		Temp. de transition vitreuse (°C)	Temp. de transition bissectrice (°C)	Pente 1	Pente 2
			Contrainte (kPa)	Temp. (°C)				
EBHP-20_11%	P2A3	2,54	2839	-30,8	-22,5	-15,8	-0,0125	-0,1804
	P2A4	2,82	2550	-31,9	-22,8	-17,6	-0,0146	-0,1575
	P2A5	3,10	1963	-31,8	-22,7	-17,3	-0,0118	-0,1330
	Moy.	**2,82**	**2451**	**-31,5**	**-22,8**	**-16,9**	**-0,0130**	**-0,1570**
EBHP-20_15%	P1A3	1,46	4493	-39,1	-27,5	-22,9	-0,0833	-0,2642
	P1A4	1,85	4125	-38,0	-28,2	-23,5	-0,0855	-0,2668
	P1A5*	2,27	2285	-32,8	-29,6	-21,8	-0,0613	-0,1954
	Moy.	**1,66**	**4309**	**-38,6**	**-28,9**	**-23,2**	**-0,0844**	**-0,2655**

(*) Éprouvette non pris en compte lors du calcul des données moyennes.

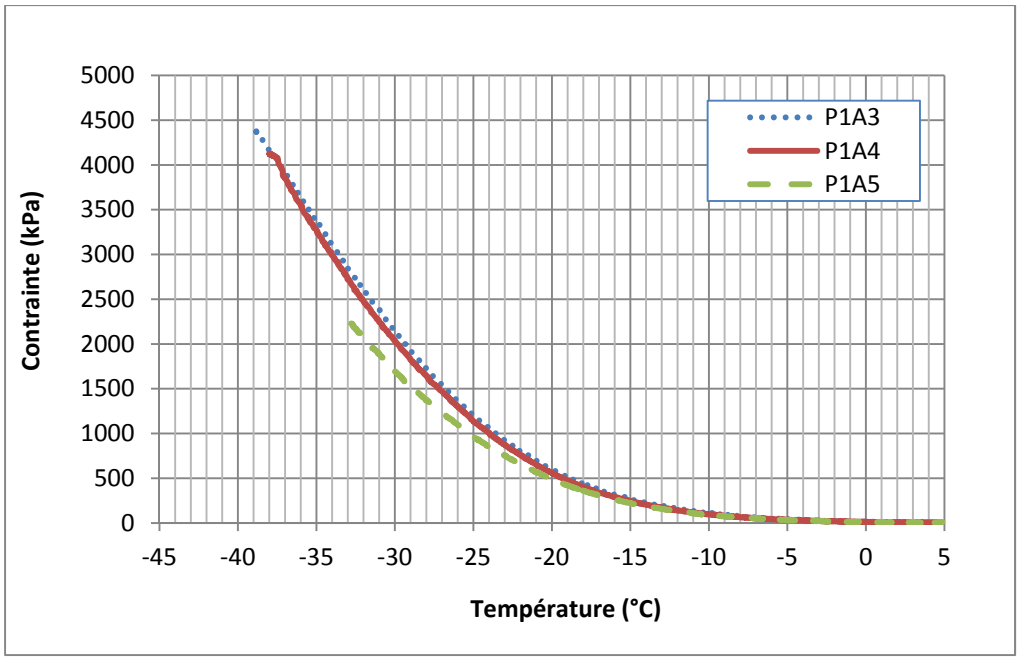


Figure 4.8 Évolution de la contrainte en fonction de la température de trois échantillons de l'enrobé EBHP-20_15%

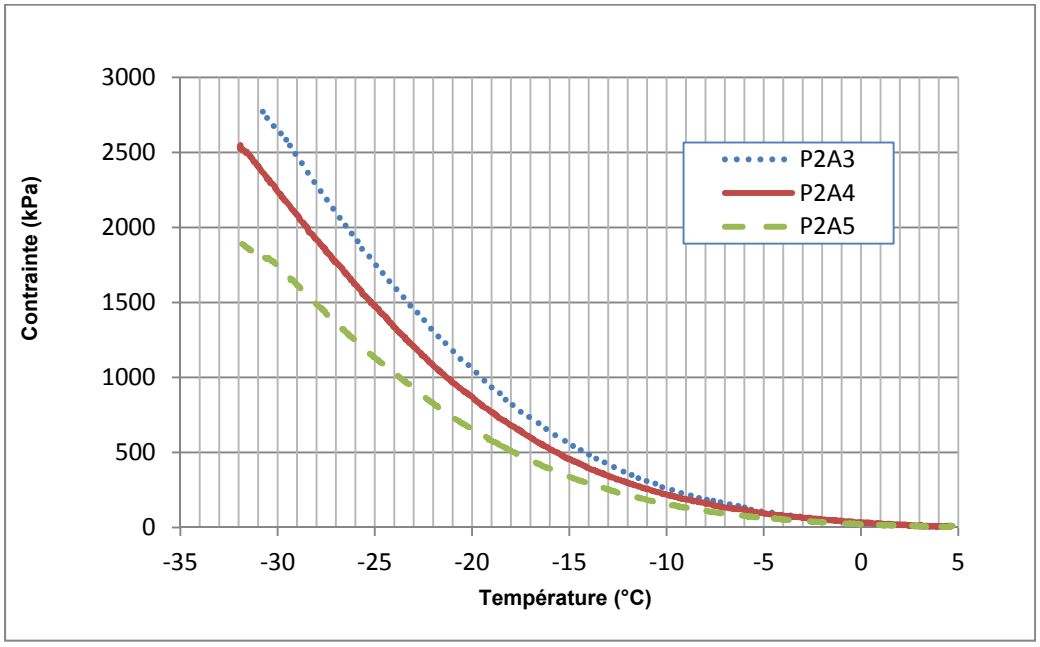


Figure 4.9 Évolution de la contrainte en fonction de la température de trois échantillons de l'enrobé EBHP-20_11%

Il faut signaler que pour l'enrobé EBHP-20_15%, l'échantillon P1A5 a été exclu de l'analyse parce que sa contrainte de rupture est largement en dessous des contraintes obtenues avec les deux autres éprouvettes comme on peut le voir dans le Tableau 4.7. Cela est dû probablement à un mauvais collage des casques ou à un mauvais surfaçage de l'éprouvette qui a entrainé la rupture rapide de l'échantillon lors de de l'essai.

La GB-20 utilisée comme référence dans ce projet n'a pas été soumis à l'essai de retrait thermique empêché. Néanmoins, d'autres GB-20 testées au LCMB avec bitumes PG64-28 ont donnée des températures de ruptures légèrement en deçà de -28^{o}C. Par ailleurs, les enrobés de base sont beaucoup moins concernés par ce phénomène que les enrobés de surface. Cela peut s'expliquer par le fait que la couche de base est isolée par la couche de surface qui elle, doit bien résister aux variations de température.

En effet, l'évolution de la température dans un enrobé se fait de façon progressives de la surface vers la fondation. La température de surface est influencée par la température ambiante, alors que la température à une profondeur quelconque dépend de plusieurs facteurs dont la température de surface, la profondeur, les propriétés thermiques de l'enrobé, la structure et la géométrie de la chaussé (Boutin et Lupien 2000). L'emplacement de la couche de base fait que le retrait thermique est sensiblement atténué. C'est pourquoi les fissures de retrait thermique apparaissent toujours sur la couche supérieure de la structure d'une chaussée.

4.2.3 Essais de module complexe

Pour déterminer le module des enrobés, des essais de traction-compression ont été réalisés pour chaque enrobé sur trois éprouvettes. Les valeurs qui seront présentés représentent les moyennes des résultats obtenus avec les trois éprouvettes. Les résultats ont été modélisés à partir du model 2S2P1D qui permet de représenter correctement le comportement viscoélastique des enrobés. Aussi, toutes les courbes ont été tracées à 10 Hz et 10˚C (la température de référence $T_{réf}$ a été prise égale à 4,2˚C).

4.2.3.1 Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20

Les résultats obtenus lors de la détermination du module complexe des Enrobés bitumineux à hautes performances EBHP-20, sont montrés dans le Tableau 4.8. Les paramètres du modèle, et la teneur moyenne de vide y figurent également.

Tableau 4.8 Paramètres du modèle de 2S2P1D obtenus pour les enrobés EBHP-20

Enrobés	**Vide (%)**	**Paramètres du modèle de 2S2P1D**									
		E_0 (MPa)	E_∞ (MPa)	k	h	δ	β	C_1	C_2	τ (E, Tr_{ef})	T_{ref}
EBHP-20_11%	2,91	50	41000	0,17	0,54	1,7	135	22,97	146,54	0,1	4,2
EBHP-20_15%	2,56	120	35400	0,17	0,55	1,57	135	10,06	93,28	0,1	4,2

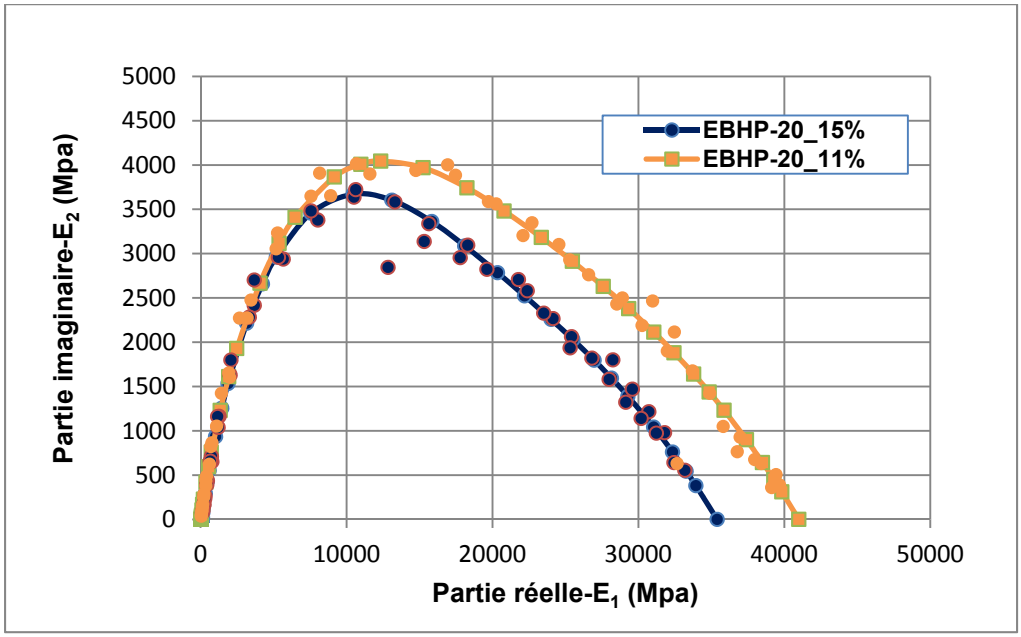


Figure 4.10 Représentation de module complexe à 10°C des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% dans le plan Cole-Cole

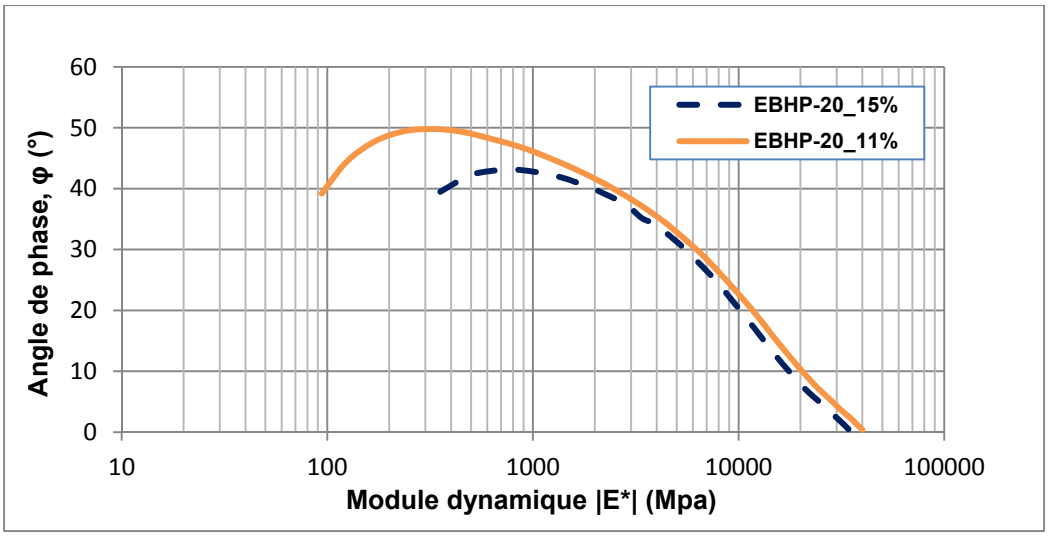


Figure 4.11 Représentation du module complexe des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% dans l'espace de Black

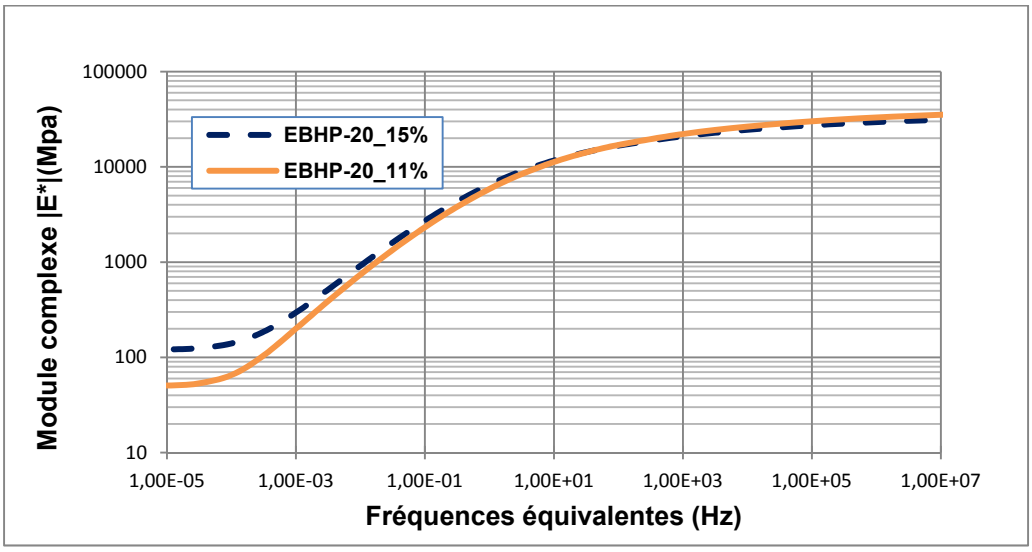


Figure 4.12 Courbes maitresses à 10°C des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11%

Pour mieux illustrer les valeurs présentes dans le Tableau 4.8, les courbes représentant l'évolution du module complexe ont été tracées dans le plan Cole-Cole (*Voir* Figure 4.10), dans l'espace de Black (*Voir* Figure 4.11) en fonction de l'angle de phase, et finalement des courbes maitresses des enrobées étudiés (*Voir* Figure 4.12).

4.2.3.2 4.2.3.2 Grave bitume 20

Lors de la caractérisation de la grave bitume 20, son module complexe a été déterminé aussi avec le modèle 2S2P1D sur un ensemble de trois échantillons (*Voir* Tableau 4.9). Les paramètres obtenus sont inscrits dans le Tableau 4.8. Les valeurs dans le Tableau représentent les moyennes des résultats obtenus avec les trois échantillons. Les résultats de l'essai ont été également reportés dans le plan Cole-Cole (*Voir* Figure 4.13), et dans l'espace de Black (*Voir* Figure 4.14). Et enfin sa courbe maitresse a été tracée (*Voir* Figure 4.15).

Tableau 4.9 Paramètres du modèle de 2S2P1D obtenus pour le GB-20

Enrobés	**% de vides**	**Paramètres du modèle de 2S2P1D**									
		E_0 (MPa)	E_∞ (MPa)	k	h	δ	β	C_1	C_2	τ (E, Tr_{ef})	T_{ref}
GB-20	4,2	20	39000	0,19	0,6	2,15	400	21,62	154,15	0,1	4,3

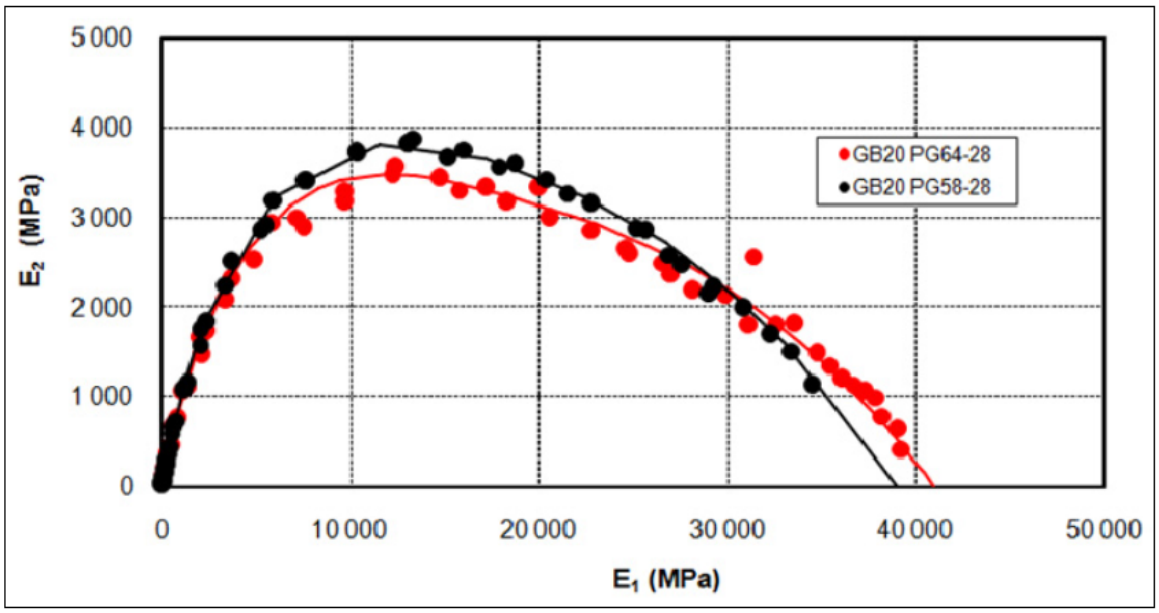


Figure 4.13 Représentation du module complexe du GB-20 dans le plan Cole-Cole
Tirée de Touhara (2012, p.53)

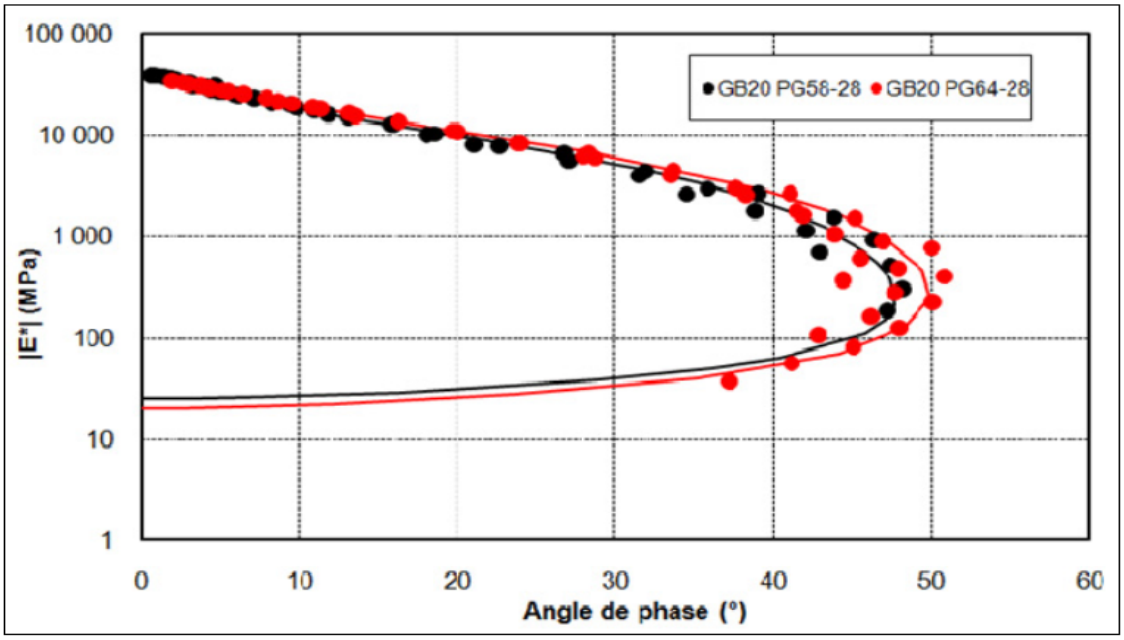


Figure 4.14 Représentation du module complexe du GB-20 dans l'espace de Black
Tirée de Touhara (2012, p.54)

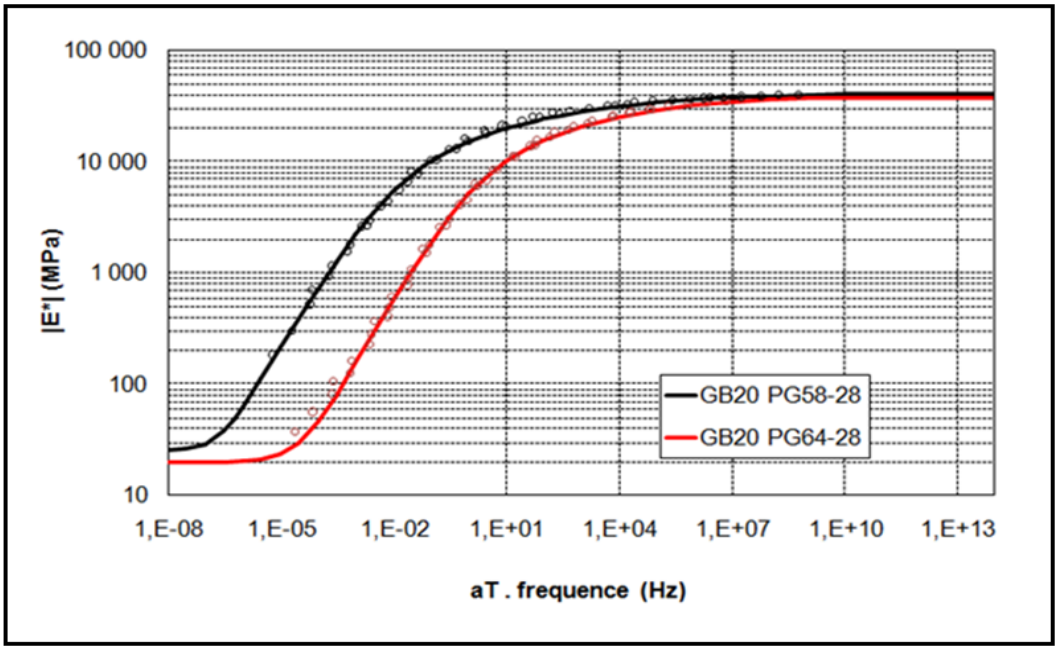


Figure 4.15 Courbe maitresse à 10 °C du grave bitume GB-20
Tirée de Touhara (2012, p.55)

4.2.4 Essais de résistance à la fatigue

Les essais ont été réalisés en traction-compression à 10°C et 10Hz avec différents niveaux de sollicitations en déformation sur des éprouvettes de chaque enrobé pour évaluer leur performance en fatigue (*Voir* Tableau 4.10).

Après la cueillette et le traitement des données de fatigue, il est possible de tracer plusieurs graphiques parmi lesquels certains servent uniquement à valider l'essai et les autres permettent de déterminer la durée vie de l'éprouvette testée. Seulement certains graphiques seront montrés dans cette section, le reste sera exposé dans l'Annexe VII.

Cinq essais montrés au Tableau 4.10 ne sont pas valables et n'ont donc pas été considérés dans l'analyse. En effet, les essais en rouge dans ce tableau ont tous des écarts au niveau des extensomètres supérieur à la limite de 25%. Lors des essais, il avait été noté que ces éprouvettes avaient courbées lors de l'entreposage.

4.2.4.1 Le module complexe versus le nombre de cycle

La Figure 4.16 montre l'évolution du module complexe de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycle. On constate que le module chute rapidement au début de l'essai jusqu'à un certain nombre de cycles à cause de l'échauffement et de la thixotropie. Puis, le module diminue lentement de façon quasi linéaire jusqu'à la troisième phase où il diminue de façon rapide jusqu'à la rupture. Puisque les courbes de l'évolution du module en fonction du nombre de cycle des autres éprouvettes montrent la même tendance mais avec des valeurs différentes, il a été décidé de ne pas les montrés ici mais plutôt en annexe.

Il est à noter que la déformation réelle lors de l'essai montré à la Figure 4.16 est de 95,9 µdéf même si la commande pour cet essai était de 100 µdéf. Cette variation entre la commande et la réponse du système est normale et courante. Il est seulement important d'utiliser la déformation réelle lors de l'analyse.

Tableau 4.10 Récapitulatif des essais de fatigue et modules initiaux

Enrobés	Éprouvettes	% de vides	Amplitude de déformation (µm/m)	$\lvert E^*_0 \rvert$ (MPa)
EBHP-20_15%	P1C3	2,0	130	9 141
	P1B2	1,5	145	8 634
	P1E1	2,0	150	6 677
	P1B1	1,6	160	8 031
	P1C2	1,6	170	8 175
EBHP-15_11%	P2C3	2,7	100	11 979
	P2E1	2,5	105	9 629
	P2C2	2,4	110	11 437
	P2B3	2,7	120	12 231
	P2B1	2,6	130	13 403
GB-20	P1C1	1,8	140	10 239
	P1A1	3,0	160	9 046
	P2A2	2,3	160	9 614
	P1C2	1,8	160	9 987
	P2A4	2.3	160	10 380
	P1C3	1,5	200	9 514

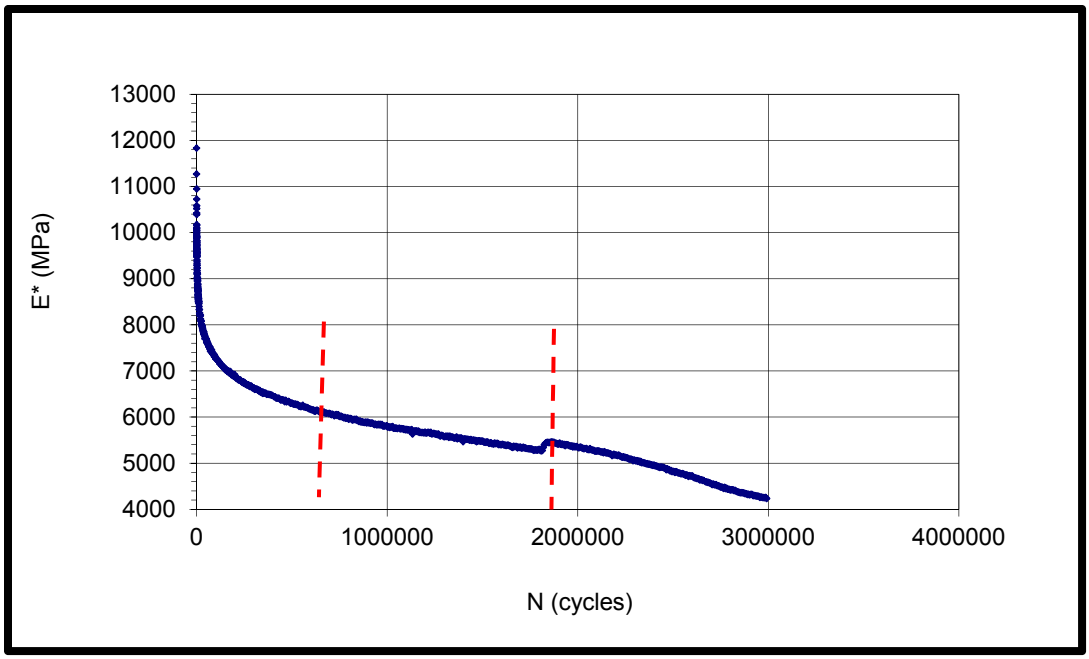


Figure 4.16 Variation du module complexe de l'éprouvette P2C3
en fonction du nombre de cycles (EBHP 20_11 PG 64 28;
T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

4.2.4.2 La température versus le nombre de cycles

Les enrobées bitumineux sont des matériaux viscoélastiques dont les propriétés telles que le module complexe dépendent fortement de la température. Et comme la rigidité est utilisée dans la détermination de la durée de vie de l'éprouvette, il est donc important de maintenir la température constante tout au long de l'essai.

La Figure 4.17 montre la variation de la température à la surface de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycles. Comme on le voit, il est très difficile de maintenir la température à une valeur fixe. Sur cette Figure, la température présente une variation de 0,4^{o}C autour de la température cible (10°C) pour les 1 800 000 premiers cycles. Au-delà, la température chute brusquement à cause probablement d'une coupure de courant lors de l'essai. Après vérification, il s'est avéré que cette variation n'a eu aucune conséquence significative sur l'évolution du module complexe.

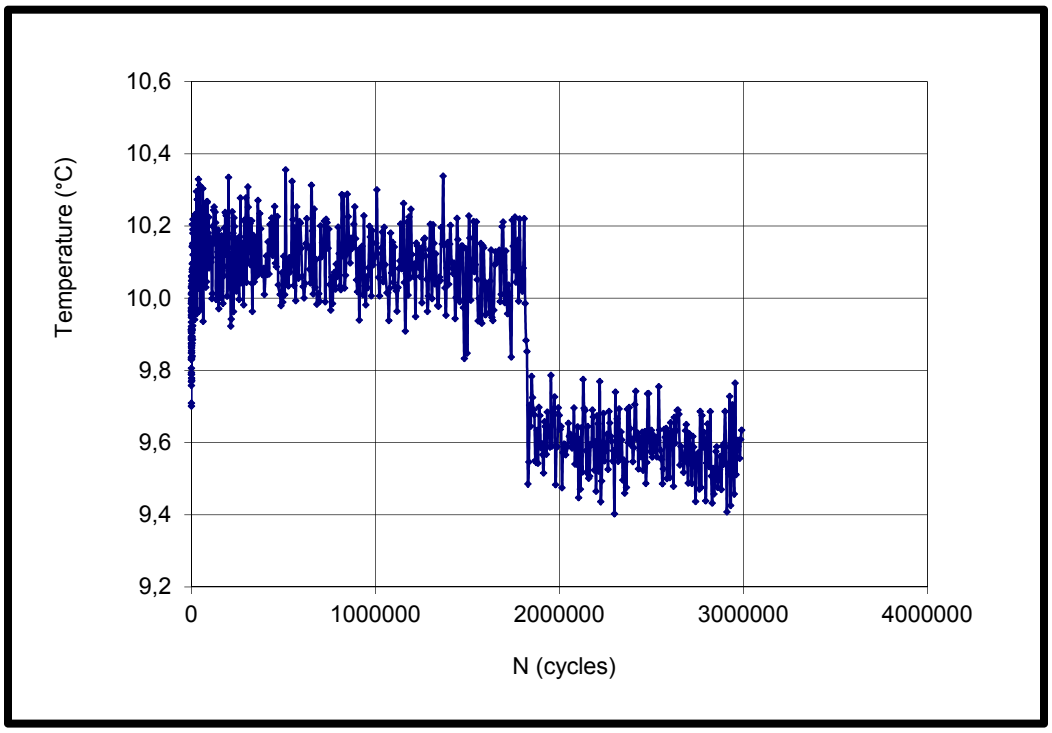


Figure 4.17 Variation de la température à la surface de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycles (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

4.2.4.3 Angle de phase versus le module complexe

La Figure 4.18 représente l'évolution du module complexe de l'éprouvette P2C3 en fonction de l'angle de phase. On observe une diminution de la rigidité du matériau lorsque l'angle de phase augmente. Elle permet aussi de visualiser l'angle de phase maximal qui indique théoriquement la rupture physique de l'éprouvette. Cette valeur de l'angle de phase peut être transportée par la suite sur la Figure 4.19 pour estimer la durée de vie de l'éprouvette.

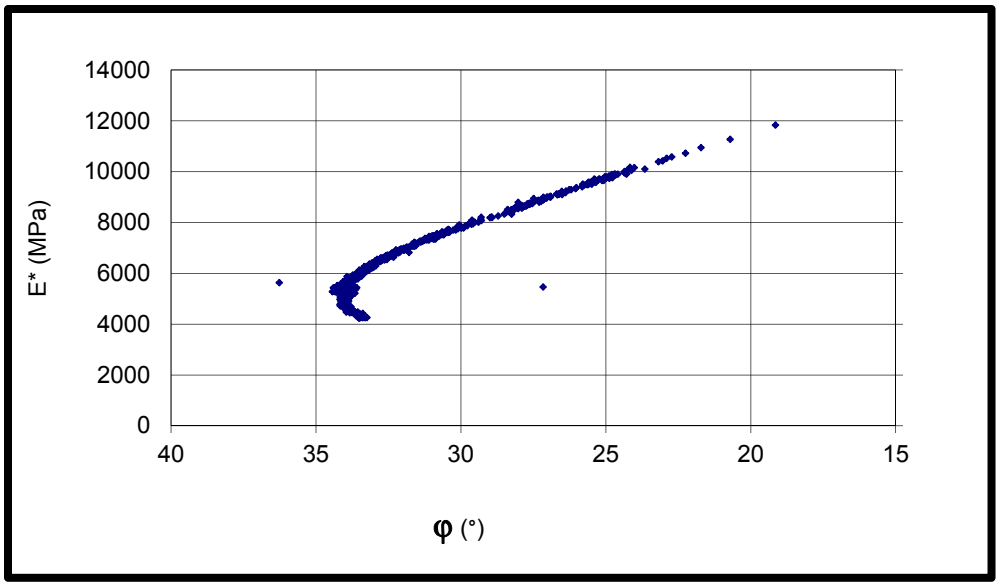


Figure 4.18 Variation du module complexe de l'éprouvette P2C3
en fonction de l'angle de phase (EBHP 20_11 PG 64 28;
T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

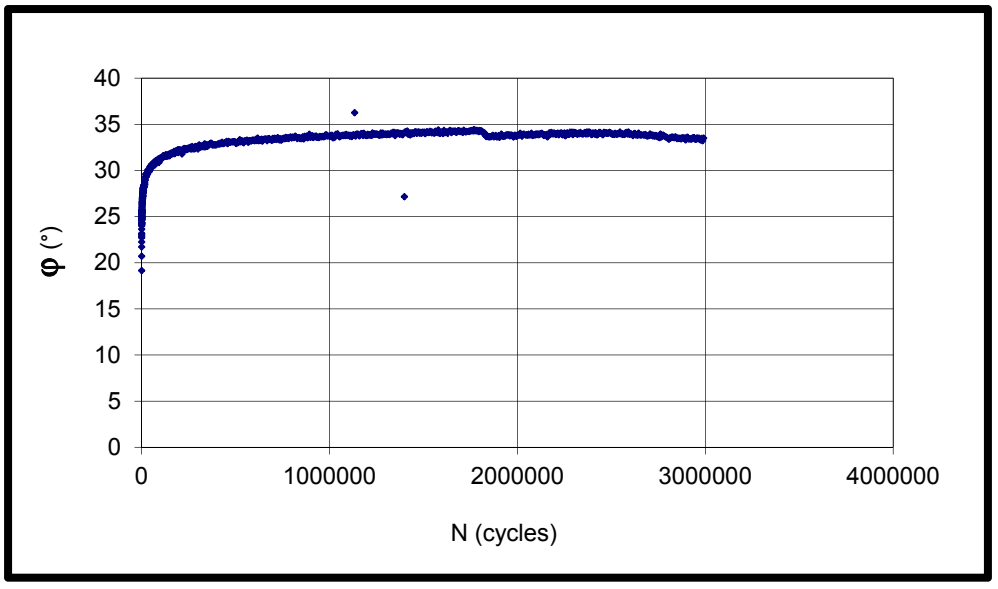


Figure 4.19 Variation de l'angle de phase de l'éprouvette P2C3
en fonction du nombre de cycle (EBHP 20_11 PG 64 28;
T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

4.2.4.4 Variations des déformations versus le nombre de cycle

Les variations des courbes d'écarts des amplitudes de déformation par rapport à la déformation moyenne des trois extensomètres placés sur l'éprouvette P2C3 sont présentées en fonction du nombre de cycles sur la Figure 4.20. La visualisation de cette représentation permet de s'assurer de l'état d'homogénéité ou non homogénéité du champ de déformation dans l'échantillon au cours de l'essai. On considère qu'un essai est homogène lorsque les valeurs des écarts des extensomètres restent faibles (inferieurs à ±25%) pendant l'essai. Dans le cas de la Figure 4.20, on observe que l'essai est homogène jusqu'à peu près aux 2 750 000 ème cycles où l'extensomètre 1 atteint un écart de -25%.

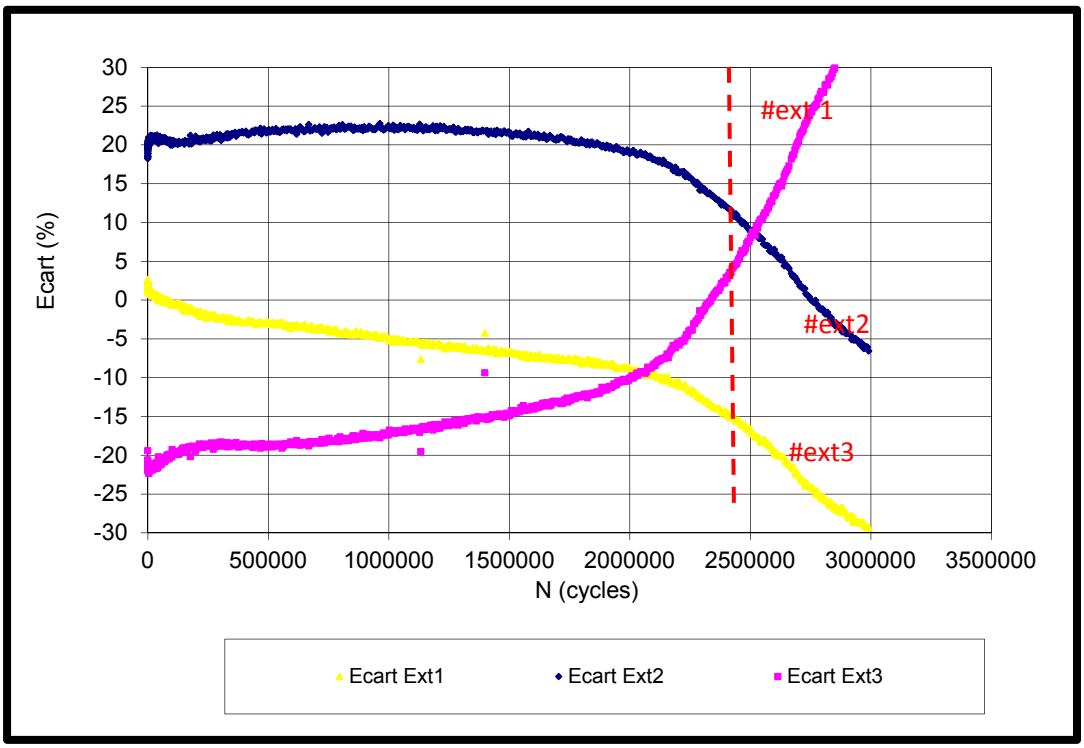


Figure 4.20 Écarts moyens de la déformation de l'éprouvette P2C3
en fonction du nombre de cycles (EBHP 20_11 PG 64 28;
T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

4.2.4.5 Indices de qualités

Les indices de qualité sont des données qui attestent de la qualité d'un essai en attribuant une valeur aux signaux pour la contrainte, la déformation et les trois extensomètres (Touhara 2012). L'indice de qualité représente l'écart moyen des valeurs mesurées à celles calculées pour deux cycles consécutifs. Plus cet écart tend vers zéro, plus l'essai est considéré de qualité. Mais pour qu'un essai soit accepté, il faut que la valeur de l'indice de qualité soit inférieure à 15%.

La Figure 4.21 montre l'évolution des indices de qualité de l'essai réalisé sur l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycle. Elle indique que l'essai est valable puisque les indices de qualités des signaux sont tous inferieurs à 15%. Les indices de qualité pour les autres essais sont également acceptables (*Voir* Annexe VII).

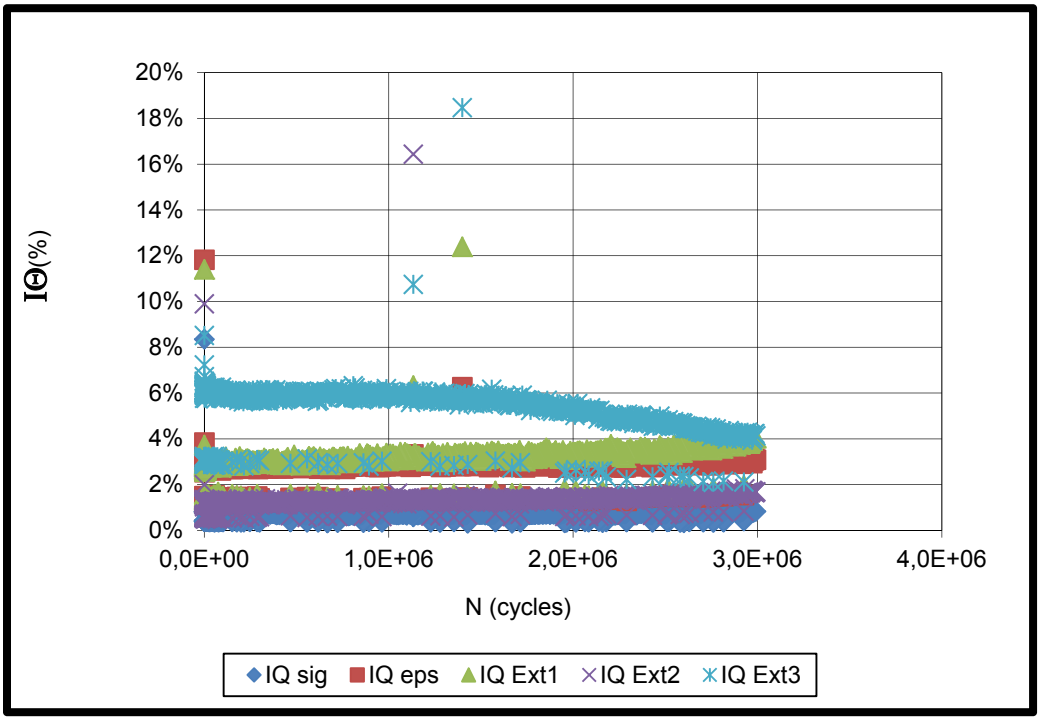


Figure 4.21 Évolution des indices de qualité de l'éprouvette P2C3 en fonction du nombre de cycle (EBHP 20_11 PG 64 28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

4.2.5 Tenue à l'eau

Après analyse des résultats obtenus lors de la tenue à l'eau, il est ressortit que l'enrobé EBHP-20_11% resiste bien au désenrobage avec plus de 90% (*Voir* Tableau 4.11). Ce résultat peut s'expliquer par le fait que la formule contient un taux élevée de filler qui, additionné au bitume, produit suffisamment de mortier avec une forte cohésion pour enrober de façon efficace les granulats.

Tableau 4.11 Résultats de la tenue à l'eau pour l'enrobé EBHP-20_11%

Éch.		Vides (%)	D_{mb}	Dépl. (mm)	Stabilité (kN)	Coef. de correction	Stabilité corrigée (kN)	Stabilité Moyenne (kN)	Tenue à l'eau (%)
vieillis	1	3,65	2,475	26,62	8,326	0,89	9,355	10,081	91
	2	4,01	2,466	17,72	8,948	0,87	10,285		
	3	3,85	2,470	26,43	9,331	0,88	10,603		
Non vieillis	4	4,01	2,466	26,57	8,613	0,83	10,377	11,032	
	5	4,12	2,474	19,39	9,427	0,87	10,836		
	6	4,01	2,466	11,18	10,814	0,91	11,884		

CHAPITRE 5

ANALYSE DES RÉSULTAS

Dans ce chapitre, il sera question d'analyser et de discuter des résultats obtenus avec les différents essais effectués sur les différents enrobés. Dans un premier temps, on comparera les deux formules d'EBHP-20 à afin de voir l'influence que peut engendrer une variation du taux de filler sur les propriétés thermomécaniques dans ce type d'enrobé. Et puis, en second lieu, nous établirons une comparaison entre l'EBHP-20_11% et de la grave bitume de référence.

5.1 Essais thermomécaniques

Cette section traite les résultats obtenus avec les essais d'orniérage, de retrait thermiques empêché, de module complexe, et de la résistance à la fatigue.

5.1.1 Essais d'orniérage

Les enrobés dont la distribution granulaire croise la CMVM avec une pente très prononcée indique qu'il y a une quantité importante de particules passant sur un tamis spécifique dans la zone de croisement. Par conséquent, les points de contact auront lieu en grande partie entre ces particules (Langlois 2002). Ce qui veut dire, selon la Figure 4.1, que la transmission des charges est majoritairement assurée par les particules grossières, 14 mm, dans les enrobés EBHP. Puisque la granulométrie de tous les EBHP testés est identique au niveau des gros granulats, la variation de la sensibilité à l'orniérage dans les EBHP-20 peut s'expliquer avec la variation du taux de filler.

En effet, dans les enrobés EBHP-20, une augmentation du taux de filler engendre une diminution des granulats grossiers et vis-versa (*Voir* Figure 5.1). Si on augmente de façon considérable le taux de filler comme c'est le cas d'EBHP-20_15%, cela provoquera un

écartement des grosses particules, donc une diminution du nombre de contact et par conséquent une diminution de la résistance à l'orniérage.

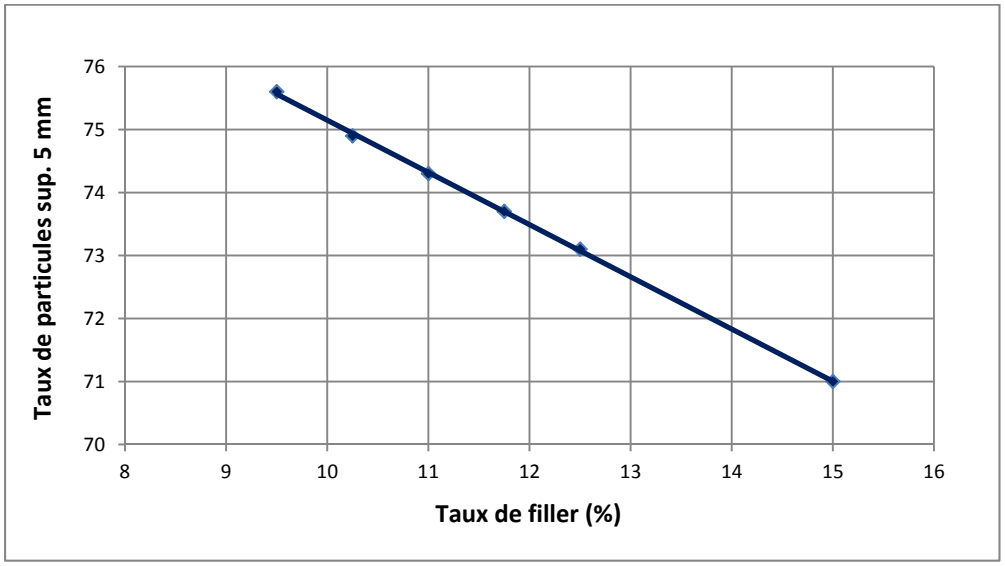


Figure 5.1 Influence de l'ajout du filler sur les particules grossières dans l'enrobé EBHP 20

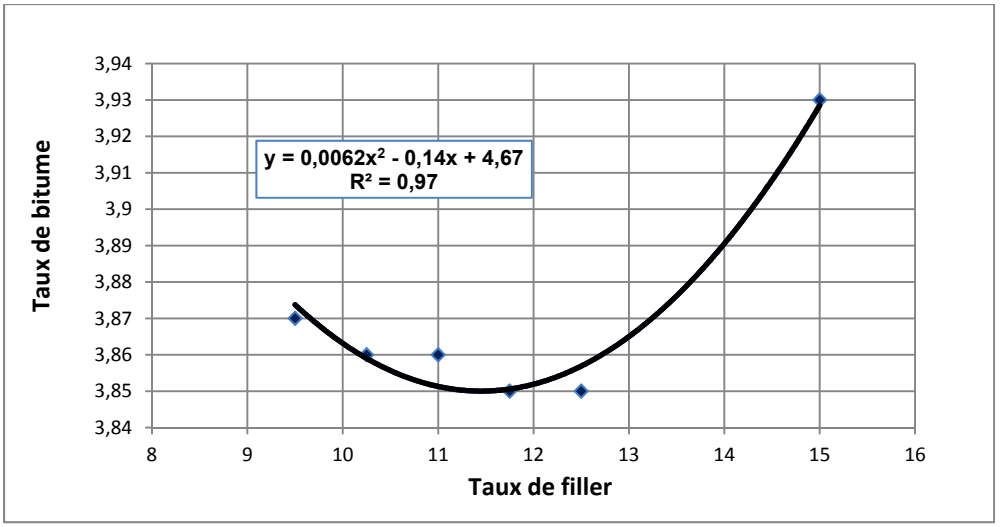


Figure 5.2 Variation du taux de bitume en fonction du taux de filler de l'EBHP-20

Par ailleurs la variation du taux de filler entraine une variation de la surface spécifique qui engendre à son tour une variation du $V_{be,}$ donc finalement une variation de la teneur en bitume (*Voir* Figure 5.2). Or, on sait qu'une teneur élevée en bitume est un des facteurs nuisant à la résistance à l'orniérage.

Pour ce qui est de la grave bitume, les résultats montrent qu'elle présente moins d'ornière que l'EBHP-20_11%. Mais on peut constater que l'écart minime qui existe entre les deux enrobés tend à se réduire avec l'évolution du nombre de cycles (*Voir* Figure 5.3).

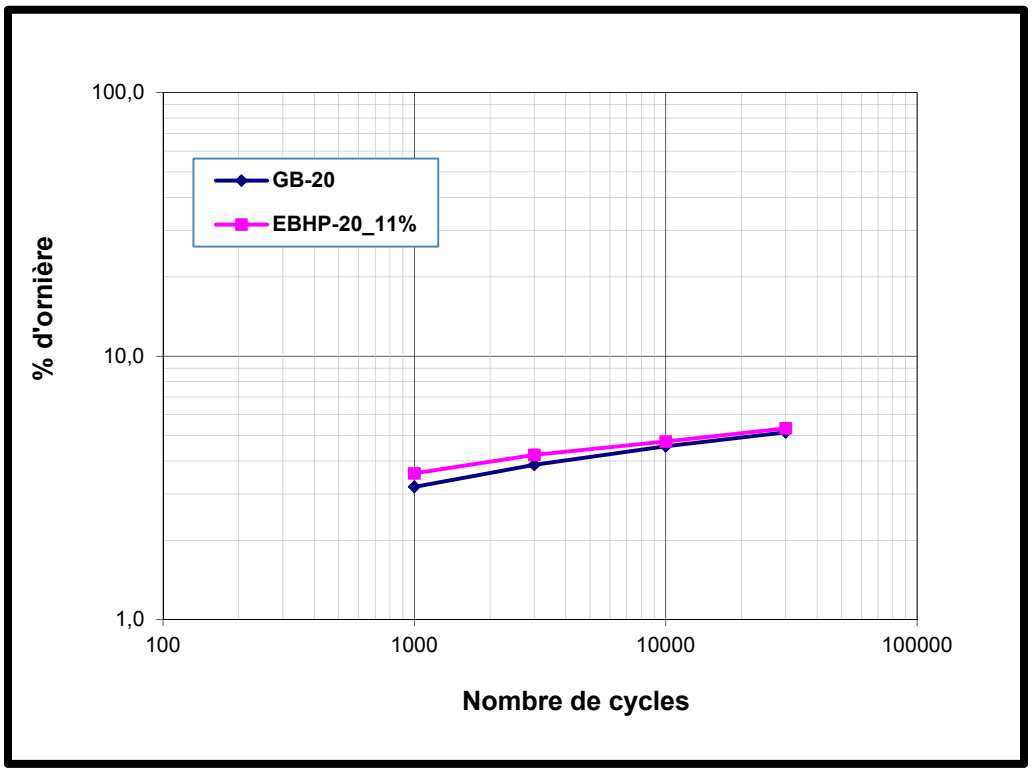


Figure 5.3 Évolution d'ornières dans les enrobés
EBHP-20_11% et GB-20

Les résultats de l'essai d'orniérage montrent que les EBHP-20_11% et EBHP-20_15% respectent les critères fixés par la MTQ pour valider l'épreuve d'orniérage. De plus, les résultats de l'EBHP-20_11% sont proches de ceux de la GB-20. Donc, l'EBHP-20_11% peut remplacer la GB-20 dans une structure de chaussée.

5.1.2 Essais de retrait thermique empêché

Étant donné qu'il n'y aura pas de comparaison entre les EBHP-20 et le GB-20 pour des raisons déjà invoquées dans la section 4.2.2.1, l'analyse portera donc uniquement sur les résultats obtenus sur les deux formules d'EBHP-20 (11% et 15 % de filler).

Lors de l'analyse d'un résultat de retrait thermique empêché, la première chose à regarder est la température de transition vitreuse parce qu'elle indique la frontière où les contraintes évoluent différemment dans un enrobé soumis à de basses températures. Au-dessus cette température, une majeure partie des tensions induites par la variation de température est dissipée grâce aux propriétés rhéologiques du bitume, notamment à sa capacité de relaxation (Carter 2002). Plus la température de transition vitreuse est atteinte tardivement, mieux l'enrobé résiste aux premières contraintes. Ceci implique l'EBHP-20_15% avec une Tg moyenne de -28,9°C, dissipe mieux l'énergie pendant la période de relaxation que celui formulé avec 11% de filler dont la Tg moyenne est de -22,8°C, et ce malgré l'évolution plus rapide de la contrainte dans le premier (pente 1= -0,0844) que dans le second (pente 1 = -0,0130). Le taux de filler est probablement la cause de cette observation, car selon Cupo et al. (1997), l'ajout du filler au bitume réduit la susceptibilité thermique du mastic, donc de l'enrobé.

Le deuxième paramètre à analyser est la pente 2 après la température de transition vitreuse. Cette pente donne une idée sur la susceptibilité thermique de l'enrobé. Plus elle est forte, plus les contraintes évoluent rapidement (Carter 2002). Partant de cette considération, on voit que l'EBHP-20_15% est plus sensible thermiquement, car il présente une pente de -0,2655 contre -0,1570 pour l'EBHP-20_11%. Ce qui est logique quand on sait que la susceptibilité thermique de l'enrobé est fortement tributaire de celle du bitume. La masse granulaire a peu ou aucune influence puisque c'est le bitume qui est grandement sollicité lors de l'essai (Perraton et al. 2001).

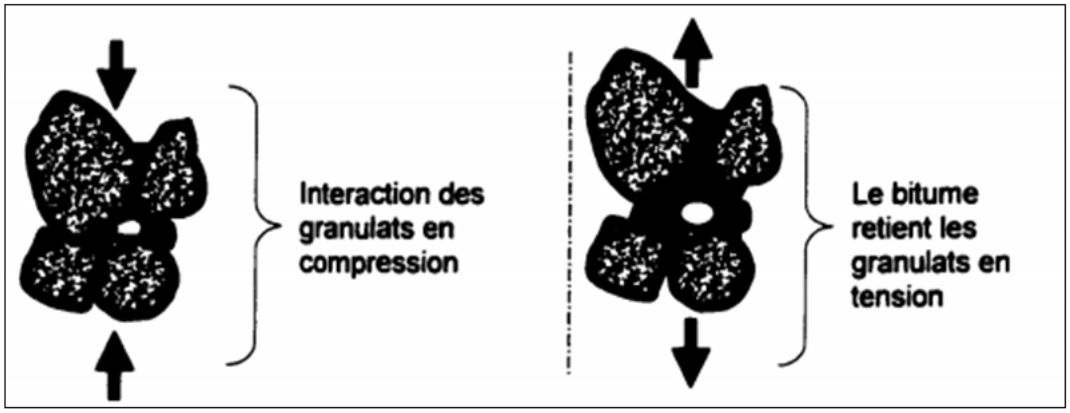


Figure 5.4 Interaction entre les granulats et le bitume
Tirée de Carter (2002, p.54)

Par ailleurs, la susceptibilité thermique évolue dans le même sens avec le coefficient de dilatation de l'enrobé dépendant de celui du bitume, qui lui-même augmente avec la teneur en bitume (Carter 2002).

Finalement on regarde les données de rupture. Sur ce point, on constate que la contrainte de rupture est plus élevée dans l'EBHP-20_15%. Deux facteurs permettent d'expliquer cette différence :

- le taux du bitume (implicitement le mastic);
- et la teneur en vide.

En effet selon des études (Jung et al. 1994), une teneur en bitume élevée provoque une diminution de la rigidité, favorisant la déformabilité de l'enrobé, donc une meilleure performance à la fissuration thermique. Il a été montré également que la teneur en vides favorise le vieillissement du bitume, lequel entraine une diminution de la température de transition, modifiant la susceptibilité thermique et la température de rupture (Isacson 1997; Jung et al. 1994).

Les résultats obtenus lors des essais de retrait thermique empêché permettent de constater que les EBHP-20 formulés dans le cadre de ce projet de recherche peuvent aisément

remplacer la GB-20 comme couche de base dans une chaussée puisque leurs températures de rupture sont au moins égales, sinon inférieures, à celles normalement obtenus pour des GB-20 avec un bitume de PG 64-28.

5.1.3 Essais de module complexe

Selon Di Benedetto (1998), les paramètres qui influencent le résultat d'un essai de module complexe sont de deux types :

- les paramètres liés aux conditions d'essai;
- les paramètres de formulation.

Les paramètres liés aux conditions d'essai concernent la température, la fréquence, la contrainte de chargement, et les dimensions de l'éprouvette. Alors que les paramètres de formulation renferment les proportions et les propriétés des éléments constitutifs de l'enrobés, soit le liant, les granulats, le filler, le mastic, et les vides (Carter 2002).

Dans cette analyse on s'intéressera beaucoup plus aux paramètres de formulation qu'à ceux liées aux conditions d'essai parce que ces derniers font l'objet d'une règlementation rigoureuse qui lorsqu'elle est respectée permet d'obtenir une valeur correcte et répétable du module complexe. Tout au long de cette partie, la réflexion sera axée sur l'influence des paramètres de formulation sur les différentes courbes obtenues dans le plan Cole-Cole, ainsi que les courbes du module et de l'angle de phase en fonction des fréquences équivalentes (espace de Black et courbes maitresses).

Cependant, pour des fins de comparaison, il a été décidé d'utiliser un coefficient complexe (CC*). Selon De Laporte et al. (2007), le coefficient complexe fut défini pour la première fois par Di Benedetto. Il permet ressortir de façon claire, l'influence d'un quelconque paramètre sur le module complexe. On le mesure en faisant le ratio du module complexe d'un enrobé qu'on souhaite comparer et le celui de l'enrobé de référence pour tout couple de ($T_{réf.}$, Fréq.) grâce au principe d'équivalence temps-température (PETT) (Malo 2012).

Le coefficient complexe est donc défini, dans notre cas, par l'équation (5.1) :

$$CC^* = \frac{E^*_{Ei}}{E^*_{ER}} \tag{5.1}$$

Où

E^*_{Ei} Désigne le module complexe d'un enrobé quelconque à la température de référence ($T_{réf}$) et à une fréquence donnée (Fréq);

E^*_{ER} Désigne le module complexe de l'enrobé de référence à la température de référence et à une fréquence donnée.

La norme du module complexe et son angle de phase s'expriment alors respectivement par les équations (5.2) et (5.3) :

$$|CC^*| = \frac{|E^*_{Ei}|}{|E^*_{ER}|} \tag{5.2}$$

$$\varphi_{CC^*} = \varphi_{Ei} - \varphi_{ER} \tag{5.3}$$

Où :

$|CC^*|$ Représente la norme du module du coefficient complexe ;

$|E^*_{Ei}|$ Désigne la norme du module complexe d'un enrobé comparer à la température de référence ($T_{réf}$) et à une fréquence donnée (Fréq);

$|E^*_{ER}|$ Désigne la norme du module complexe de l'enrobé de référence à la température de référence ($T_{réf}$) et à une fréquence donnée (Fréq);

φ_{CC^*} Désigne l'angle de phase du coefficient complexe;

φ_{Ei} et φ_{ER} Représentent respectivement l'angle de phase d'un enrobé à comparer et de celui de l'enrobé de référence.

5.1.3.1 Analyse des courbes dans le plan Cole-Cole

L'allure de la représentation du module complexe dans le plan Cole-Cole est proche d'un arc de cercle. Si l'enrobé obéit au principe d'équivalence temps-température, la courbe obtenue est alors unique et indépendante de la température et de la fréquence. En observant l'allure des trois courbes dans le plan Cole-Cole, on se rend compte que la GB-20 et l'EBHP-20_11% ont presque la même valeur de E_2 maximale et que les allures générales des deux courbes sont également similaires. Par contre l'EBHP-20_15% possède un E_2 maximum inférieur à celui des deux premiers.

Un autre paramètre à regarder est le module vitreux (E_∞). Le module vitreux est la valeur maximale du module que peut avoir un enrobé. Il est obtenu à de très basses températures, ou à des fréquences élevées. Il y a une différence entre les trois enrobés : soit la GB-20 (39 000 MPa), L'EBHP-20_11% (41 000 MPa), et l'EBHP-20_15% (35 400 MPa). Ceci peut être expliqué par le fait que la variation du module vitreux d'un enrobé à un autre dépend des propriétés du liant, du filler, et donc de la qualité du mastic.

5.1.3.1 Analyse selon les coefficients complexes

La traçabilité du module complexe dans le plan Cole-Cole et dans l'espace de Black prouve que le principe d'équivalence temps température est applicable. Il est donc possible d'utiliser les valeurs du coefficient complexe pour d'établir une comparaison entre les enrobées étudiés.

Les Figures 5.5 et 5.6 désignent les évolutions de la norme et de l'angle de phase des coefficients complexes des enrobées EBHP-20_11% et EBHP-20_15% par rapport à la norme et l'angle de phase du coefficient complexe de la GB-20 utilisée comme référence dans le domaine fréquentiel. Il est important de signaler que la norme du module du coefficient complexe de l'enrobé de référence est égale à l'unité partout et que son coefficient complexe de l'angle de phase est nul.

La Figure 5.5 indique non seulement que les enrobée EBHP-20_15% et EBHP-20_11% sont plus rigide que la GB-20 à très basses fréquences (ou hautes températures), mais il existe un écart important entre ce dernier et les deux autres. Ceci est dû probablement au fait qu'à des hautes températures, l'apport du bitume sur le module de l'enrobé est négligeable. La valeur du module complexe repose uniquement sur la granulométrie. Par contre, aux hautes fréquences (basses températures), les valeurs du module pour les trois enrobés sont pratiquement les mêmes avec un léger avance de l'EBHP-20_11%, suivi de la GB-20, car ils ont tous le même bitume.

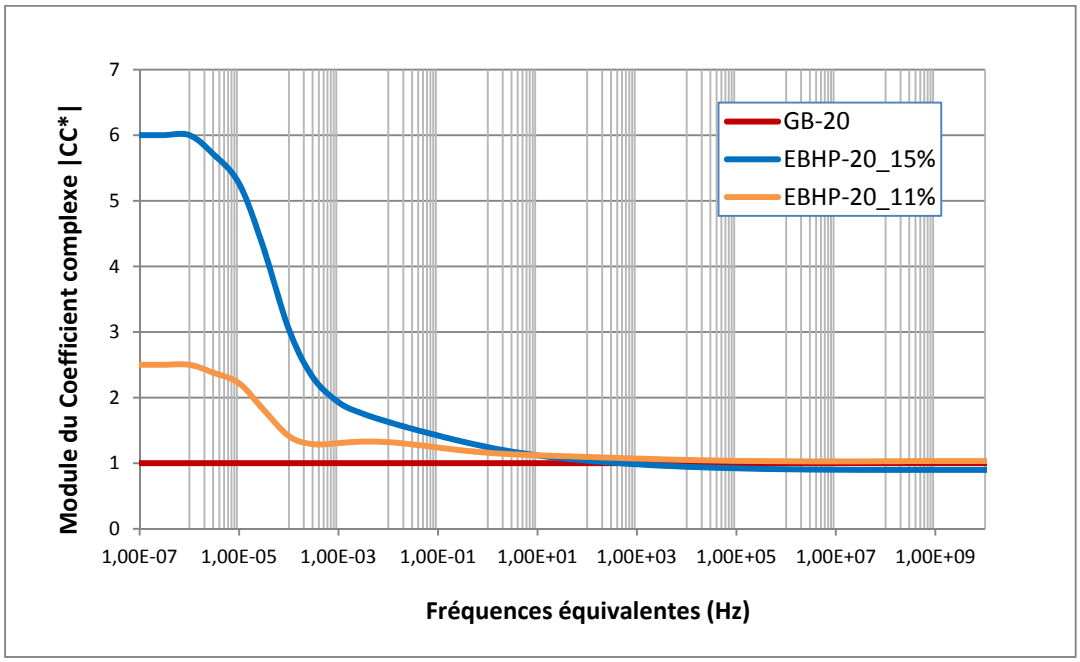


Figure 5.5 Évolution du module du coefficient complexe des enrobés EBHP-20 par rapport à celui du GB-20 dans le domaine des fréquences équivalentes

Par ailleurs, la Figure 5.6 montre que les valeurs de l'angle de phase du coefficient complexe des enrobés EBHP-20_15% et EBHP-20_11% sont en dessous de celles de de l'angle de phase de la GB-20. Or, d'après Malo (2012), dans le domaine des fréquences équivalentes, une valeur négative de l'angle de phase du coefficient complexe indique que l'enrobé présente alors une composante visqueuse moins importante, puisque l'angle de phase de

l'enrobé de référence est plus élevé. Par contre, si la valeur l'angle de phase est positive, l'enrobé en question présente une composante visqueuse plus importante. Ce qui veut dire dans notre cas que la GB-20 est plus visqueux que les deux autres enrobés aux basses fréquences (hautes températures) et aussi aux températures moyennes.

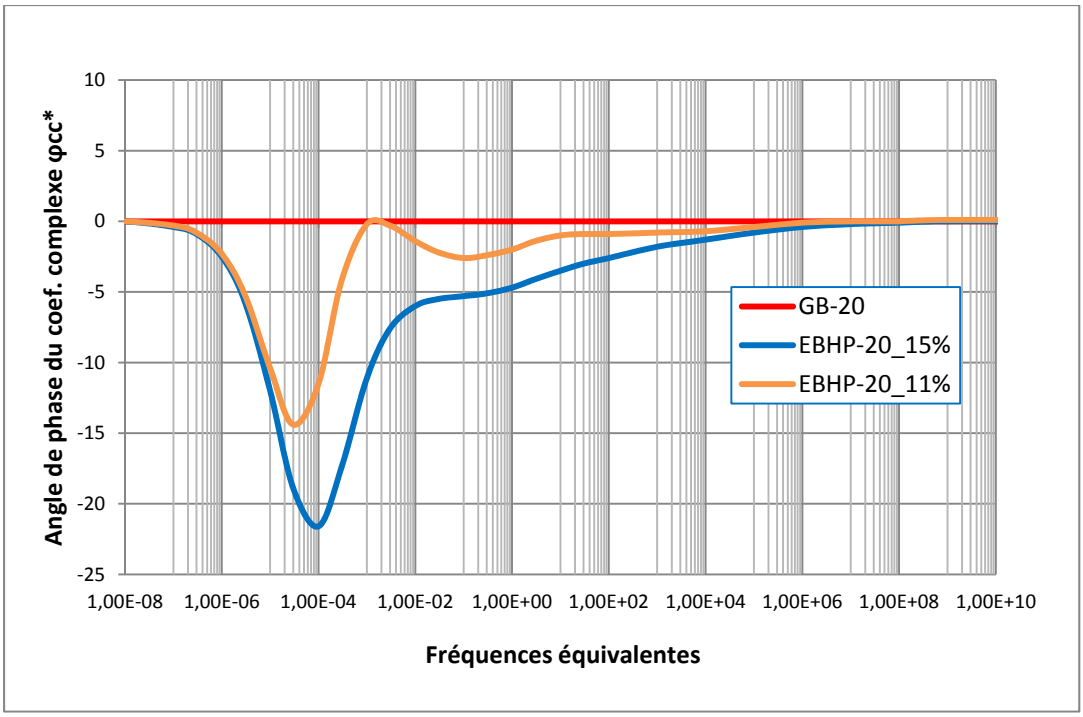


Figure 5.6 Évolution de l'angle de phase du coefficient complexe des enrobés EBHP-20 par rapport à celui du GB-20 dans le domaine des fréquences équivalentes

Au regard des résultats de l'essai de module complexe, on peut affirmer que les enrobés de type EBHP-20 peuvent être utilisés comme enrobé de base à la place de la GB-20. D'ailleurs, si l'on compare les modules obtenus ici à 10°C et 10 Hz avec ceux du MTQ (Doucet et Auger 2010), il apparait que ces valeurs sont très rapprochées. Pour un GB-20 avec PG64-28, le MTQ obtient un module de 11 000 MPa, tandis que nous obtenons des modules de 10 112 MPa, 11 260 MPa et 11 679 MPa respectivement pour le GB-20, le EBHP-20_11% et EBHP-20_15%.

5.1.4 Essais de la résistance en fatigue

L'application d'un chargement cyclique continu lors d'un essai de fatigue entraine des micro-dommages cumulatifs qui se traduisent par une diminution progressive de la rigidité du matériau (Perraton et al. 2013). Il s'agit donc de comparer les différents enrobés sur la base de leur résistance à la fatigue. Les résultats seront analysés sur la base des critères de rupture (classique et de transition de phase II/III) qui seront préalablement définis. Une comparaison des droites de fatigue obtenues selon le type de critère de rupture pour les différents enrobés sera faite en tenant compte des paramètres de formulation (bitume et teneur en filler) et aussi de la dispersion des durées de vie.

5.1.4.1 Évolution du module lors des essais de résistance à la fatigue

La pérennité d'un ouvrage est fortement dépendante de l'amplitude et le nombre de cycles qu'il subit au cours de sa vie utile (Perraton et al. 2003). En effet, chaque passage de véhicule provoque une déformation dans la structure de la chaussée, lui causant un dommage. L'endommagement est une dégradation progressive des caractéristiques mécaniques du matériau jusqu'à la rupture. Pour connaitre le dommage total subit par la chaussée, on se sert de la loi de Miner pour faire le cumul des dommages.

Posons N1, comme le nombre de cycles sous la sollicitation S1 et N2, comme le nombre de cycles sous la sollicitation S2. Si la structure subit respectivement n_1 fois la sollicitation S1 et n_2 fois la sollicitation S2, d'après la loi de Miner, le dommage total subit par la chaussée est :

$$d = \frac{\mathrm{n1}}{N1} + \frac{\mathrm{n2}}{N2} \tag{5.4}$$

La généralisation de cette formule s'écrit de la façon suivante :

$$\mathrm{D} = \sum_i \frac{\mathrm{n}_i}{N_i} = 1 \tag{5.5}$$

Même si cette loi permet de faire le calcul des cumuls de dommage subi par la chaussée, elle présente de nombreuses insuffisances parce qu'elle ne tient pas compte de l'ordre des successions de chargement, ainsi que de la durée des périodes pendant lesquelles la structure ne subit aucune sollicitation (Perraton et al. 2003).

En laboratoire, l'endommagement s'exprime pour un matériau viscoélastique, par une perte relative du module complexe entre l'état initial (correspondant à la valeur du module aux premiers cycles de sollicitation) et un état donné (relatif à un nombre de cycle donné) (Perraton et al. 2003) :

$$D = 1 - \frac{|E^*(N)|}{|\mathrm{E}_0^*|} \tag{5.6}$$

Où

$|\mathrm{E}_0^*|$ Représente le module initial du matériau (module aux premiers cycles).

Dans notre cas, la valeur du module initial considérée est celle obtenue par extrapolation linéaire entre le 7^{e} et 52^{e} cycle. Les valeurs du module initial pour chaque enrobé sont données dans le tableau 5.1, et les courbes d'évolution du module des EBHP-20_15%, EBHP-20_11% et GB-20 sont montrés aux Figures 5.7, 5.8 et 5.9 respectivement.

Le tableau 5.1 renferme les durées de vie mesurées selon les critères de rupture classique et de fin de phase II dont on parlera dans la section 5.1.4.2; ainsi que les déformations cibles; et la teneur de vides de chacune des éprouvettes testées. On y voit également l'erreur relative entre les durées de vie mesurées à partir des deux critères de rupture. Elle se calcule par l'équation 5.7.

$$Er(\%) = \left[\frac{Nf_{\,II/III} - Nf_{\,50\%}}{Nf_{\,II/III}}\right] * 100 \tag{5.7}$$

D'après Touhara (2012), des valeurs d'écart négatives indiquent que le critère classique surestime la durée de vie en fatigue, alors que des valeurs d'écart positives témoignent d'une sous-estimation de la durée de vie. Selon le Tableau 5.1, seulement deux essais sur 11 montrent une surestimation de la durée de vie en fatigue du critère classique. Il ne semble pas y avoir de lien entre l'erreur relative et l'amplitude de déformation, le module initial ou la teneur en vides des éprouvettes.

Tableau 5.1 Durée de vie des éprouvettes testés à 10 °C et 10 Hz des enrobés EBHP-20 et GB 20 selon les critères classiques et de fin de phase II

Enrobé	Ech.	% vide	Déf. cible (µdéf)	Module initial		$Nf_{50\%}$	$Nf_{II/III}$	Erreur relative Er (%)
				$\lvert E^* \rvert$ (MPa)	Moy. (MPa)			
EBHP-20_15%	P1C3	2,01	130	9 141	8 602	767 438	2 997 678	74,4
	P1B2	1,50	145	8 634		1 217 975	2 294 411	46,9
	P1B1	1,57	160	8 031		244 177	436 628	44,1
EBHP-20_11%	P2C3	2,74	100	11 979	12 691	2 164 766	2 267 414	4,5
	P2B1	2,59	130	13 403		164 146	83 352	-96,9
GB-20	P1C1	1,77	140	10 239	9 797	767 166	1 187 631	35,4
	P1A1	3,02	160	9 046		266 610	647 128	58,8
	P2A2	2,33	160	9 614		306 417	526 659	41,8
	P1C2	1,80	160	9 987		591 455	541 413	-9,2
	P2A4	2,30	160	10 380		323 667	611 470	47,1
	P1C3	1,49	200	9 514		28 801	386 835	92,6

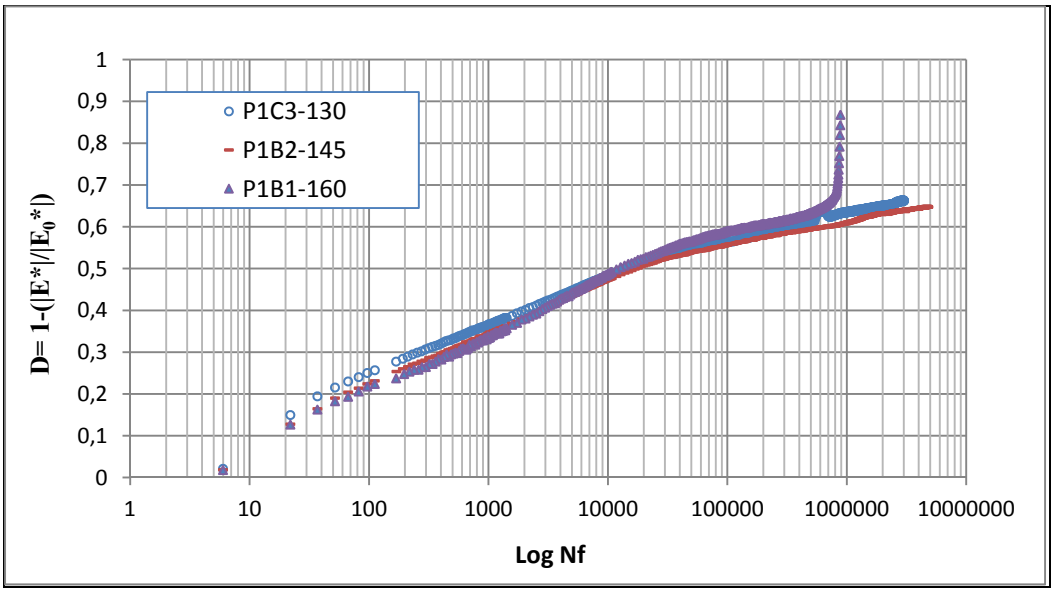


Figure 5.7 Évolution du dommage en fonction du nombre de cycle lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes d'EBHP-20_15% (PG 64-28; 10 °C et 10 Hz)

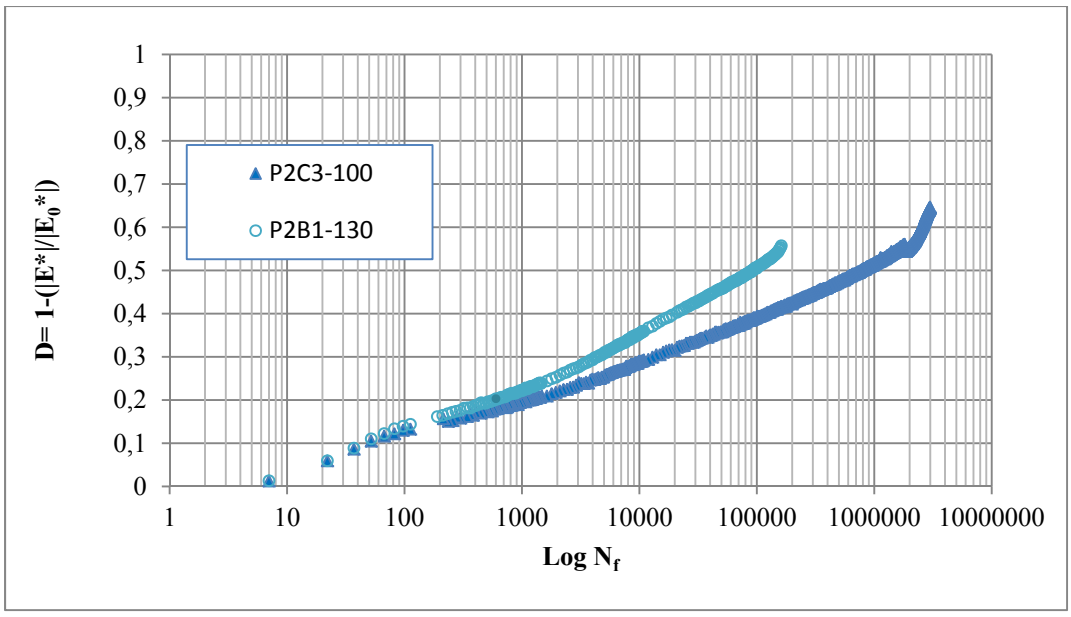


Figure 5.8 Évolution du dommage en fonction du nombre de cycle lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes d'EBHP-20_11% (PG 64-28; 10 °C et 10 Hz)

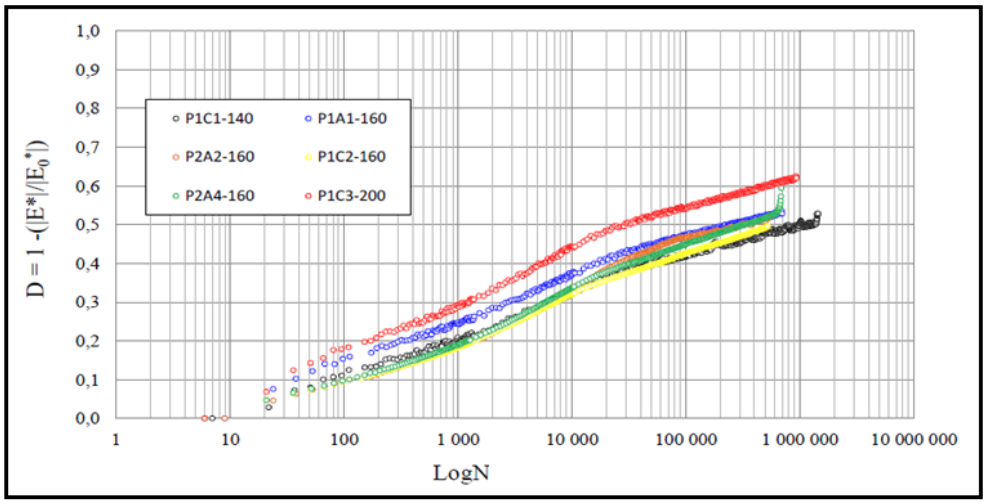


Figure 5.9 Évolution du dommage en fonction du nombre de cycle lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes du GB-20 (PG 64 28; 10 °C et 10 Hz)

Si on regarde les résultats montrés sur la Figure 5.7, on remarque que l'évolution des dommages en fonction du nombre de cycle est linéaire et similaire pour les trois éprouvettes. Ceci nous porte à croire que l'essai est réussi puisque le comportement des trois éprouvettes est similaire. Par contre, pour l'EBHP-20_11% (*Voir* Figure 5.8), l'évolution du dommage des deux éprouvettes diffère quelque peu. Les deux essais ont une relation linéaire, mais la pente de l'évolution du dommage en fonction du nombre de cycle est différente, ce qui était attendu. En effet, la pente pour l'essai à 130µdéf est supérieure à la pente pour l'essai à 100µdéf, puisqu'une plus grande déformation imposée engendre une évolution du dommage plus rapide.

5.1.4.2 Critères de rupture de fatigue

L'un des objectifs principaux d'un essai de fatigue est la détermination de la durée de vie des éprouvettes testées. Cela revient à rechercher le nombre de cycles correspondant à la rupture de l'échantillon. Pour cerner la rupture, on se réfère aux critères de rupture.

De nos jours plusieurs critères de rupture existent, mais ceux utilisé dans le cadre de projet de recherche sont au nombre de quatre :

Le Critère de rupture classique *($Nf_{50\%}$)* : La rupture est définie ici par le nombre de cycles atteint lorsque le module de rigidité de l'enrobé obtenu au premier cycle chute de 50% (Baaj 2002; Perraton et al. 2003). La Figure 5.10 montre la détermination de la durée de vie selon le critère classique de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11 PG 64-28; 10 °C; 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf). Lors de la détermination de $Nf_{50\%}$, le module initial E_0 pris en compte est celui correspondant au 100^e cycle par considération aux travaux de Di Benedetto (2004). Généralement la valeur du module n'est pas obtenue directement à ce niveau de cycle, une extrapolation entre le 97^e et 112^e cycle permet d'avoir la valeur du module au 100^e cycle.

Critère de fin de la phase II ($Nf_{II/III}$) : Pour ce critère, la rupture marquée par la fin de la phase II et le début de la phase III. La valeur de la durée de vie $Nf_{II/III}$ est déterminée en faisant la moyenne des nombres de cycles obtenus en considérant le critère sur les écarts moyens des extensomètres ($Nf_{\Delta ext}$) et celui sur l'analyse de l'évolution du module dans l'espace de Black (Touhara 2012).

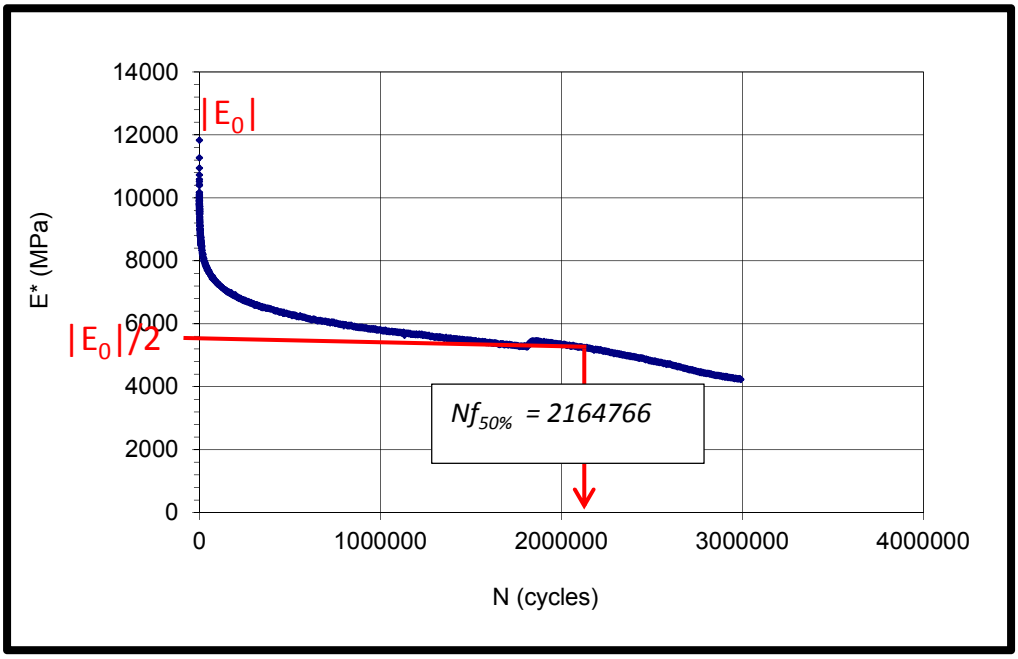


Figure 5.10 Exemple de détermination du nombre de cycles selon le critère classique de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11 PG 64-28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

Durée de vie à partir de la courbe du module dans l'espace de Black ($Nf_{\varphi max}$) : Le second facteur à considérer dans l'estimation de $Nf_{II/III}$ est la courbe d'évolution de la raideur en fonction de l'angle de phase dans l'espace de Black. En effet, selon Di Benedetto et al. (2004), cette courbe permet de cibler le nombre de cycles à la rupture de l'échantillon lors du passage de la phase II à la phase III. Ce nombre de cycles $Nf_{\varphi max}$ correspondrait au nombre de cycles où l'angle de phase commence à diminuer. La Figure 5.12 montre la détermination du nombre de cycles selon le critère de rupture sur l'angle de phase de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11 PG 64-28; à 10 °C, 10Hz; ε_0 = 95,9µdéf). Le Tableau 5.2 présente les durées de vie calculées selon les 4 différentes méthodes montrée pour l'éprouvette P2C3 de l'enrobé EBHP-20_11%

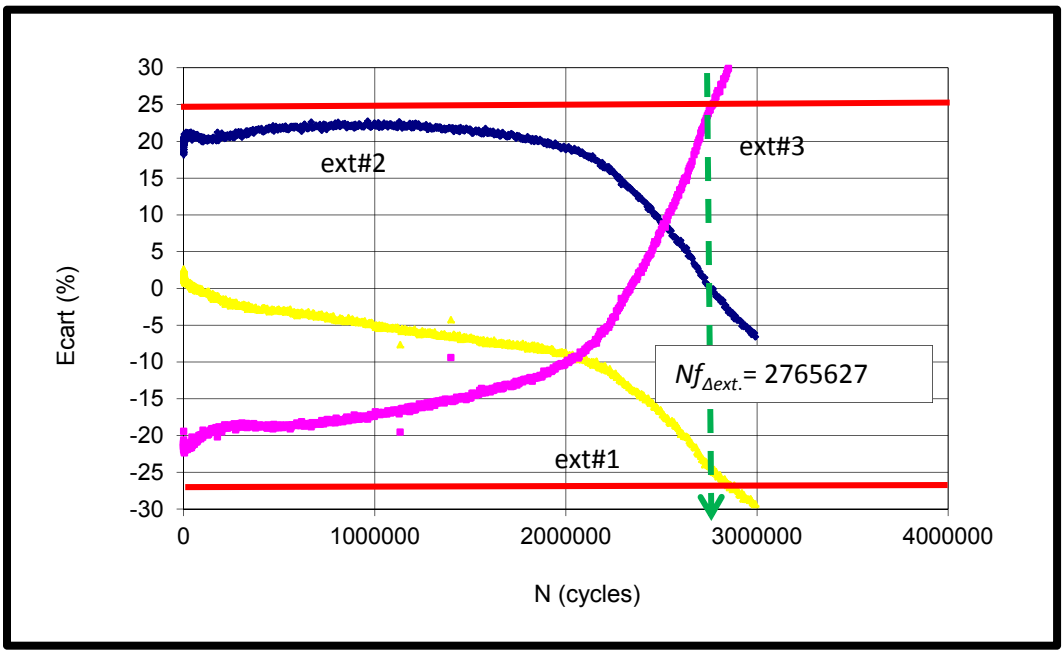


Figure 5.11 Exemple de détermination du nombre de cycles selon le critère de Rupture sur les écarts moyens des extensomètres de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11% PG 64-28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

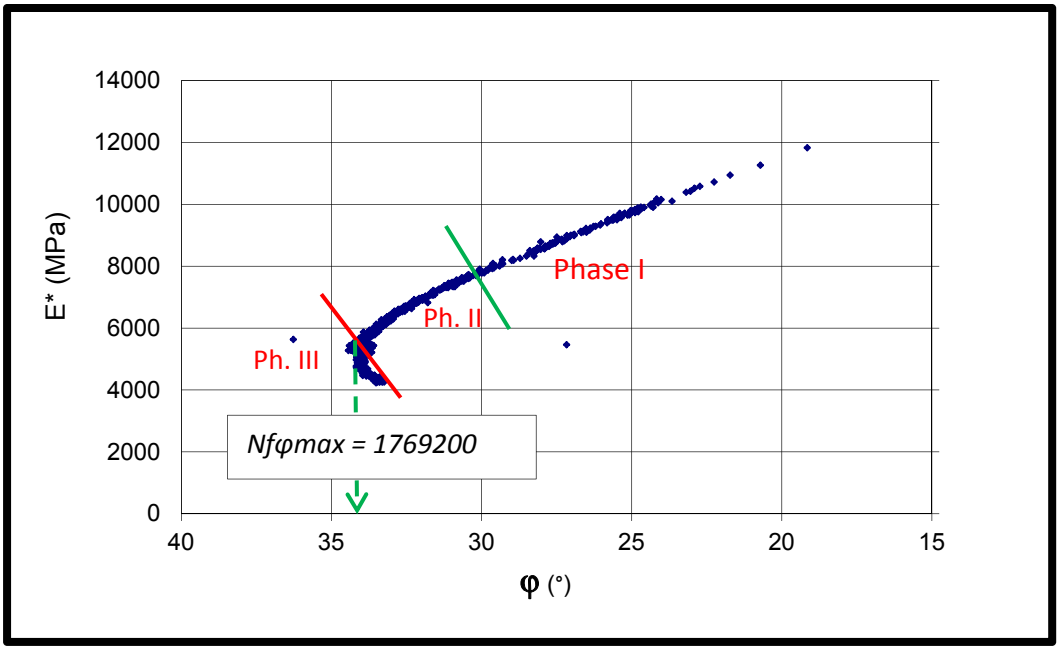


Figure 5.12 Exemple de détermination du nombre de cycles selon le critère de rupture sur l'angle de phase de l'éprouvette P2C3 (EBHP-20_11 PG 64-28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε_0= 95,9 µdéf)

Tableau 5.2 Sommaire des valeurs des critères de rupture pour l'éprouvette P2C3 (EBHP 20_11% PG 64-28; T_{cible} = 10 °C; Fr = 10Hz; ε0= 95,9 µdéf)

Critères de rupture	**Durée de vie (Cycles)**
$Nf_{50\%}$	2 164 766
$Nf_{\Delta ext}$	2 765 627
$Nf_{\varphi max}$	1 769 200
$Nf_{II/III} = \frac{Nf\Delta ext + Nf\varphi max}{2}$	2 267 474

Comme mentionné précédemment, les critères $Nf_{\Delta ext}$ et $Nf_{\varphi max}$ servent à calculer le critère $Nf_{II/III}$. Donc pour la suite de l'analyse dans le cadre de ce projet de recherche, seulement $Nf_{50\%}$ et $Nf_{II/III}$ sont utilisés pour les calculs des droites de fatigue.

5.1.4.3 Droite de fatigue : Courbe de Wöhler

La courbe de Wöhler traduit la relation qui existe entre la déformation imposée et la durée de vie de l'éprouvette (*Voir* Figure 5.13). Son établissement nécessite la réalisation d'essais de fatigues avec différents niveaux de déformations sur de nombreux échantillons (Domec 2005). La loi de fatigue s'exprime par l'équation 5.8 :

$$N_f = C_1 * (\varepsilon_0)^{-C2} \tag{5.8}$$

Avec :

N_f Représente le nombre de cycles à la rupture ;

ε_0 Représente l'amplitude de la déformation cyclique imposée à une température donnée (θi et une fréquence donnée (Fréq.) ;

C_1 Désigne le coefficient correspondant à la durée de vie du matériau pour une amplitude de déformation imposée de 1 m/m, à une température et une fréquence données ;

C_2 Désigne le coefficient lié à la pente de la droite de fatigue pour un matériau donné (sans unité).

Par ailleurs la dispersion de la durée de vie est très élevée pour un essai de fatigue à cause de l'hétérogénéité du matériau (Touhara 2012). Selon Francken et al. (1996), le résultat d'essais de fatigue avec une même amplitude de sollicitation sur des échantillons identiques peut présenter des durées de vie différentes avec un rapport de 1 à 10 et même plus pour les enrobés bitumineux.

Pour chaque enrobé testé, deux droites de fatigue ont été tracées selon les deux critères de rupture choisis. Elles sont montrées sur les Figures 5.17; 5.18; et 5.19. Le tableau 5.3 renferme les déformations, les coefficients, les pentes de ces droites.

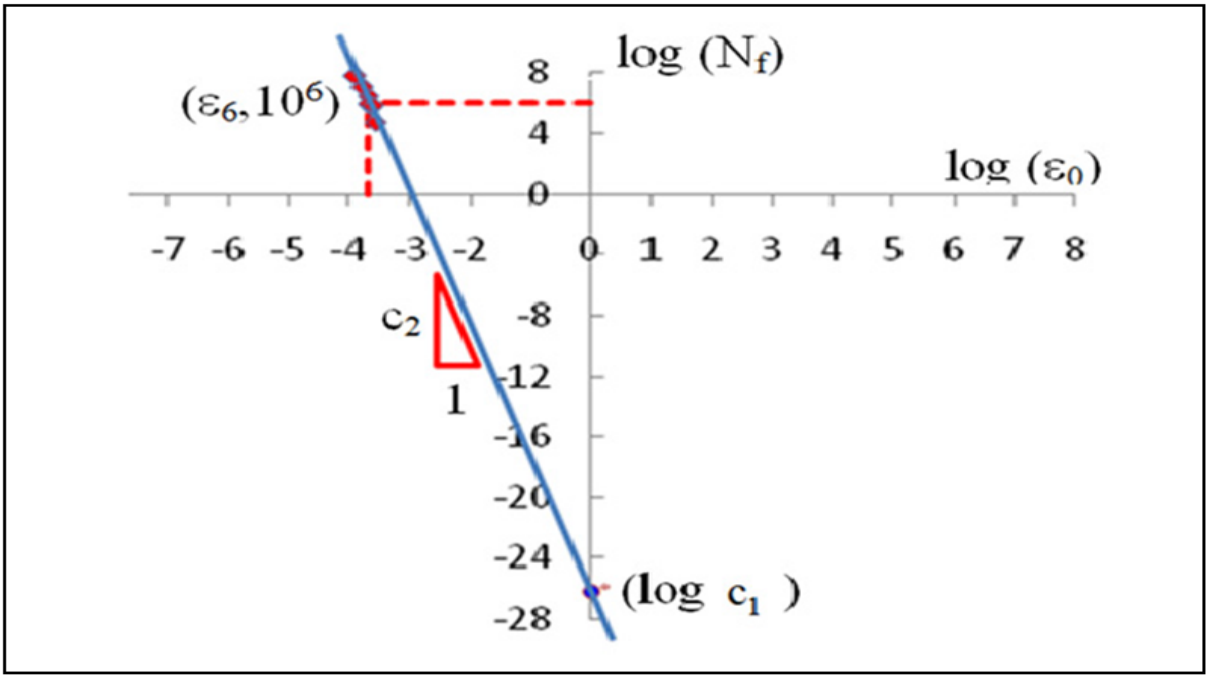


Figure 5.13 Exemple de la représentation de la courbe de Wöhler
Tirée de Perraton et Carter (2010)

Tableau 5.3 Valeurs des paramètres des droites de fatigues des enrobées selon les différents critères

Enrobés	Nombre d'échan.	Critères de rupture	C_1	C_2	Pente b	ε_6 (µdéf)	R^2
EBHP-20_11%	2	Classique	3,19E-38	10,91	-0,092	103,76	1,00
		Selon II/III	4,55E-41	11,62	-0,086	103,72	1,00
EBHP-20_15%	3	Classique	2,90E-40	11,84	-0,084	142,83	0,86
		Selon II/III	1,74E-28	8,82	-0,113	147,48	0,68
GB-20	6	Classique	1,39E-29	9,04	-0,111	142,71	0,80
		Selon II/III	1,14E-6	3,09	-0,323	139,60	0,91

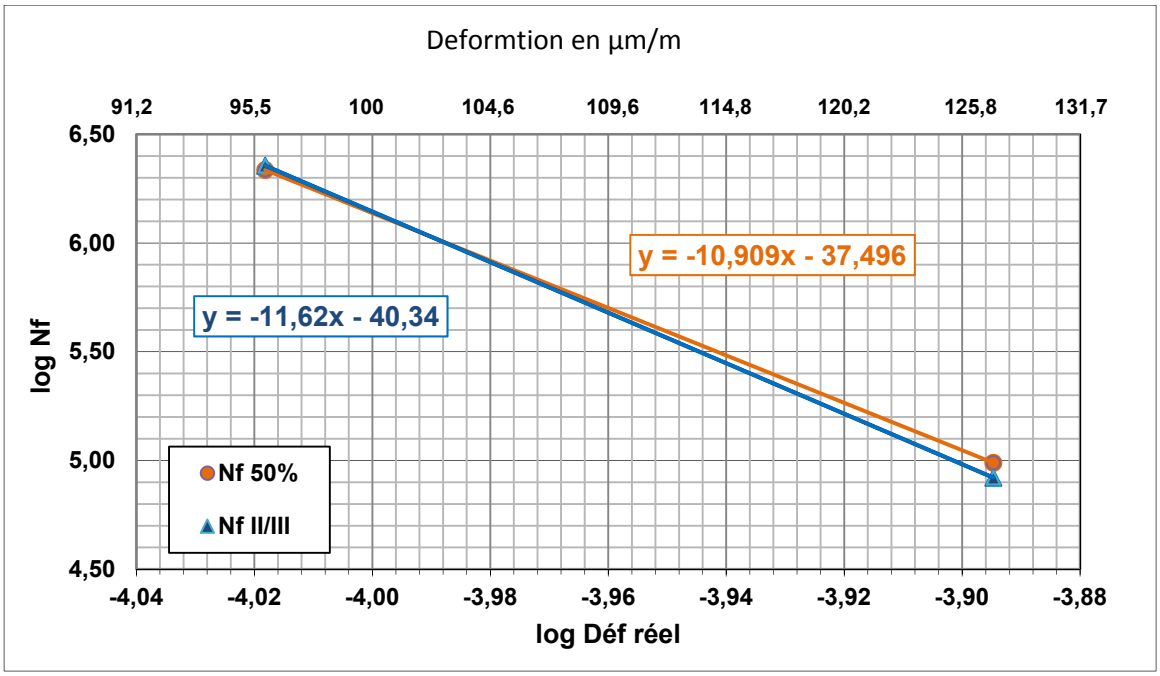


Figure 5.14 Courbes de fatigue établie selon les critères classique et de fin de phase II à 10 °C et 10 Hz pour EBHP-20_11% (PG 64-28)

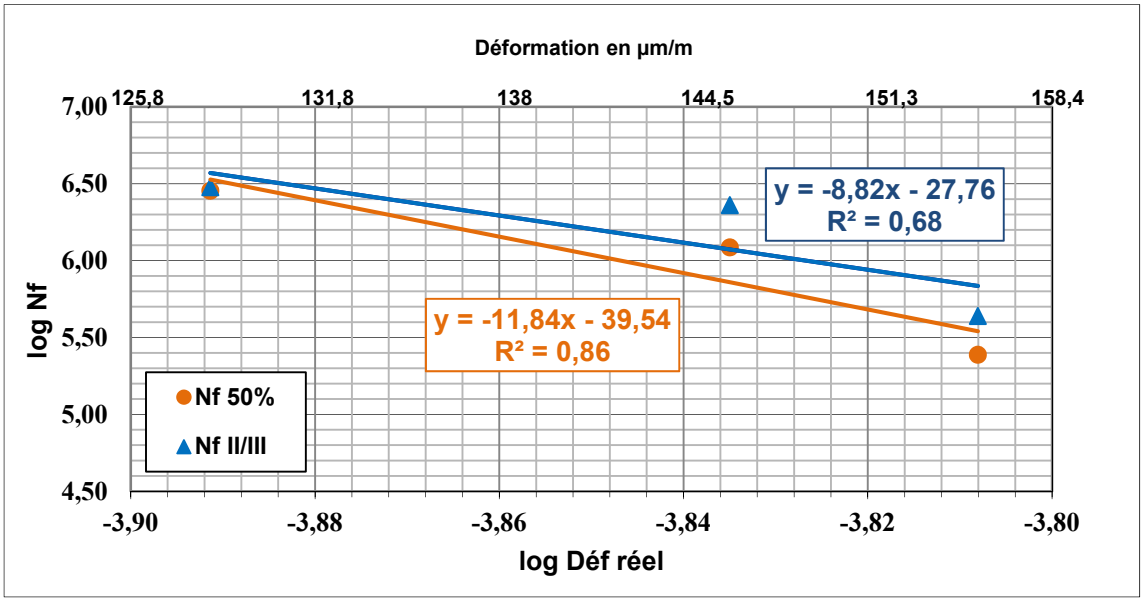


Figure 5.15 Courbes de fatigue établie selon les critères classique et de fin de phase II à 10 °C et 10 Hz pour EBHP 20_15% (PG 64 28)

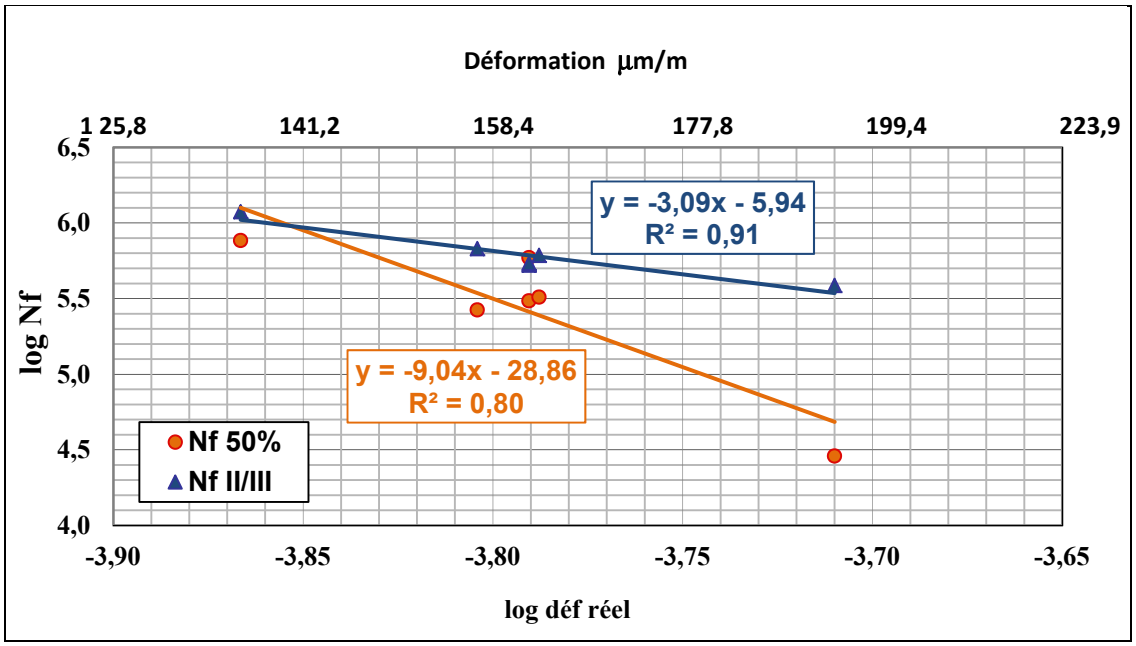


Figure 5.16 Courbes de fatigue établie selon les critères classique et de fin de phase II à 10 °C et 10 Hz pour GB-20 (PG 64 28)

5.1.4.4 Influence des paramètres de formulation sur la fatigue des enrobés

La formulation des enrobés bitumineux est généralement très complexe. Selon Baaj (2002), elle nécessite de trouver un compromis entre plusieurs paramètres parfois contradictoires. Des expériences antérieures ont prouvé que les paramètres de formulation ont une influence sur la fatigue des enrobés. Nous discuterons donc dans cette section des paramètres de formulation pour expliquer les résultats de fatigue des trois enrobés : Il s'agit du liant; du mastic et de la teneur en vides.

Selon la littérature, de nombreuses expériences faites sur les enrobés bitumineux montrent que le liant a une grande influence sur la résistance en fatigue. En effet, il semblerait qu'une augmentation de la teneur en liant selon DE Backer et al. (2007), mènerait à une augmentation de la durée de vie en fatigue. Travers (2005) ajoute même qu'une augmentation, respectivement une diminution de 1% de bitume conduirait à une augmentation, respectivement une diminution de plus de 25 µdéf sur la valeur de ε_6. Ce qui

semble logique quand on compare les résultats de EBHP-20_11% (% bitume = 3,86, ε_6 = 103µdéf) et EBHP-20_15% (%bitume = 3,93, ε_6 = 142µdéf).

En plus du taux en liant élevée, la présence d'un taux élevé en mastic a pesé en faveur de l'EBHP-20_15%. En effet, la teneur élevée en liant et en filler dans l'enrobé EBHP-20_15% ont produit un taux de mastic nettement supérieur à celui de l'enrobé EBHP-20_11%. Or selon Baaj (2002), une teneur élevée en mastic dans un enrobé va dans le sens d'une diminution du taux d'endommagement de l'enrobé, donc une meilleur résistance en fatigue.

Par contre, les résultats en fatigue des enrobés EBHP-20_15% (% bitume = 3,93, ε_6 = 142 µdéf) et de la GB-20 (% bitume = 4,32, ε_6 = 142 µdéf) donnent pratiquement les mêmes valeurs, malgré des teneurs différentes en bitume. Ce qui ne va pas dans le même sens des dires de DE Backer. Néanmoins, on peut expliquer ce résultat par le pourcentage de vides. En effet, La teneur en vides est moins élevée dans l'enrobé EBHP-20_15% (% vides = 1,7) que dans la GB-20 testée (% vides = 2,1). Une teneur en vides faible se traduit par une compacité élevée. Or, selon Bitume Québec (2008), une compacité élevée améliore la résistance à la fatigue. Et d'après Travers (2005) pour des faibles teneurs en vides comme c'est le cas des enrobés EBHP-20, une diminution de 2 à 3 points sur la teneur en vides, augmente la valeur de ε_6 de plus de 18µdéf.

En définitive, les enrobés EBHP-20 peuvent remplacer la GB-20 en terme de fatigue à condition d'avoir un taux de filler élevé (aux alentours de 15%). En effet les résultats lors d'essai de résistance en fatigue montrent que l'enrobé EBHP-20_15% formulé avec 15% de filler, donne une valeur de ε_6 très proche de celle de la GB-20.

5.1.4.5 Comparaison des critères de rupture

Comme montré au Tableau 5.3, il y a peu de différence entre les ε_6 calculés selon les deux critères de rupture exposés précédemment pour les EBHP-20. En fait, il y a une différence (ε_6 classique et $\varepsilon_{6\ II/III}$) de 0,04µdéf pour le EBHP-20_11%, -4,65µdéf pour le

EBHP-20_15% et 3,11 µdéf pour la GB-20. Par contre, pour la pente de la fatigue, b, il y a une grande différence pour la GB-20.

Le but de ce mémoire n'est pas d'évaluer la qualité des différents critères de rupture, mais bien d'utiliser ces derniers pour comparaison des enrobés. Puisque le critère II/III est plus complet que le critère classique, le critère II/III sera utilisé pour la partie sur le dimensionnement des chaussées.

5.2 Sommaire des résultats des essais réalisés

Pour la formulation et la caractérisation des enrobés EBHP-20 et la GB-20, divers essais ont été réalisés. Les résultats de ses essais ont été regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau 5.4 Récapitulatif des résultats des essais réalisés sur les trois enrobés

Paramètres	**Enrobés**		
	EBHP-20_11%	**EBHP-20_15%**	**GB-20**
Grade de bitume	64-28	64-28	64-28
% en bitume	3,93	3,86	4,32
V_{be} (%)	9,91	9,7	(n/d)
D_{mm}	2,569	2,563	2,642
VAM (%)	12,16	13,76	13,1
	PCG		
Nombre de girations	**Pourcentage de vide (%)**		
10	17,02	15,4	14,8
120	4,5	2,5	5,0
200	2,1	1,4	3,0
	Orniérage		
Nombre de cycles	**Pourcentage d'ornières (%)**		
	Vi (%) = 3,6	**Vi (%) = 3,2**	**(n/d)**
1 000	3,59	5,27	3,19
3 000	4,22	6,96	3,87
10 000	4,74	7,22	4,55
30 000	5,32	7,60	5,14
	Module complexe		
	Vi (%) = 2,91	**Vi (%) = 2,56**	**Vi (%) = 4,2**
E_0 (MPa)	50	120	20
E_∞ (MPa)	41 000	35 400	39 000
E^* (15°C, 10Hz)	7334	9250	6808

	EBHP-20_11%		EBHP-20_15%		GB-20	
	TSRST					
	Vi (%) = 2,82		Vi (%) = 1,66		(n/d)	
Contrainte de rupture (kPa)	2451		4309		(n/d)	
température de rupture (°C)	-31,5		-38,6		(n/d)	
température de transition vitreuse (°C)	-22,8		-28,9		(n/d)	
	Fatigue					
Critère de rupture	**Critère classique**	**Selon II/III**	**Critère classique**	**Selon II/III**	**Critère classique**	**Selon II/III**
ε_6 (µdéf)	103,76	103,72	142,83	147,48	142,71	139,6
Pente b	-0,092	-0,086	-0,084	-0,113	-0,111	-0,323
C_1	3,19E-38	4,55E-41	2,9E-40	1,74E-	1,39E-29	1,1E-06
C_2	10,91	11,62	11,84	8,82	9,04	3,09
	Durabilité					
Tenue à l'eau (%)	91		(n/d)		(n/d)	

5.3 Dimensionnement d'une chaussée avec le EBHP en couche de base

Comme mentionné précédemment, pour la méthode de dimensionnement Pavement-ME de AASHTO, on peut utiliser les valeurs de courbes maitresses du module complexe obtenues expérimentalement. Il faut un minimum de trois fréquences et trois températures dans le logiciel. Les valeurs que nous avons utilisées sont montrées au Tableau 5.5.

Le module complexe inséré dans la méthode Pavement-ME est utilisé pour le calcul de l'évolution des dégradations comme l'orniérage et la fissuration par fatigue. Au niveau de la fatigue, l'équation utilisée dans la méthode Pavement-ME a la forme suivante :

$$N_f = k_1(\varepsilon_t)^{-k_2} \, \mathrm{E}^{-k_3} \tag{5.9}$$

Où :

ε_t la déformation en bas de couche en microdéformation

E le module initial en MPa

k_1 et k_3 sont des constances sans unités calculés selon les essais en laboratoire

k_2 représente la pente de la courbe de Wöhler (k_2 = -1/b)

Dans cette équation, seulement le facteur k_2 sera modifié selon les enrobés dans notre étude. Les valeurs utilisées pour k_2 sont montrées au Tableau 5.6.

Tableau 5.5 Valeurs de la norme du module complexe utilisées dans Pavement-ME

Enrobé	Température (°C)	Fréquence (Hz)	Module (MPa)
EBHP-20_11%	-10,0	0,1	18 828
		1,0	23 703
		10,0	27 811
	4,4	0,1	5 164
		1,0	10 344
		10,0	16 128
	21,1	0,1	391
		1,0	1 343
		10,0	3 813
	54,4	0,1	50
		1,0	51
		10,0	66
EBHP-20_15%	-10,0	0,1	13 744
		1,0	18 492
		10,0	22 444
	4,4	0,1	4 603
		1,0	9 369
		10,0	14 616
	21,1	0,1	967
		1,0	2 841
		10,0	6 710
	54,4	0,1	144
		1,0	993
		10,0	1 551

Enrobé	Température (°C)	Fréquence (Hz)	Module (MPa)
GB-20	-10,0	0,1	15 359
		1,0	20 367
		10,0	24 836
	4,4	0,1	4 164
		1,0	8 822
		10,0	14 175
	21,1	0,1	363
		1,0	1 274
		10,0	3 757
	54,4	0,1	21
		1,0	29
		10,0	79

Tableau 5.6 Valeurs de k_2 utilisées dans Pavement-ME pour les enrobés testés

Enrobé	k_2
EBHP-20_11%	11,63
EBHP-20_15%	8,85
GB-20	3,10

Finalement, il est utile d'utiliser des caractéristiques des matériaux qui peuvent influencer les résultats comme la teneur en bitume et la teneur en vides. Dans Pavement-ME, la teneur en bitume utilisé est le V_{be}. Les données utilisées sont montrés au Tableau 5.7.

Tableau 5.7 Valeurs de V_{be} et de teneur en vides dans Pavement-ME pour les enrobés testés

Enrobés	V_{be} (%)	Teneur en vides (%)
EBHP-20_11%	9,7	4,5
EBHP-20_15%	9,91	2,5
GB-20	10,7	3,1

5.3.1 Structure de chaussées

Dans la méthode de dimensionnement de chaussées Pavement-ME, on intègre une structure de chaussée, des données climatiques et des données de trafic, avec lesquelles différentes dégradations sont calculées dans le temps. Dans le cas présent, les données climatiques ainsi que de trafic ont été prises par défaut, et la structure de chaussée choisit est montrée au Tableau 5.8.

Tableau 5.8 Structure de chaussée pour Pavement-ME

Couche	Épaisseur	Caractéristiques
Enrobé bitumineux	75 mm	Par défaut
Enrobé de base GB-20 ou EBHP-20	200 mm	Tableau 5.4 à 5.6
Matériaux granulaires	250 mm	Par défaut
Infrastructure	-	Par défaut

5.3.2 Résultats du dimensionnement

Comme mentionné précédemment, trois structures de chaussée ont été modélisées avec comme seule différence l'enrobé de base qui est soit la GB-20, soit un des deux EBHP-20 étudié : EBHP-20_11% ou EBHP-20_15%. Les résultats du dimensionnement sur 30 ans sont donnés au Tableau 5.9, et plus en détails dans l'Annexe IX.

Selon les résultats montrés au Tableau 5.8, aucune des trois structures modélisées ne respectent les critères au niveau de l'IRI et de la déformation permanente (valeurs en gras). Nous croyons qu'il y a un problème avec la méthode Pavement-ME, puisque selon cette dernière, une chaussée avec une GB-20 en couche de base aurait des ornières supérieures à 19 mm après seulement 4 années, ce qui ne représente pas du tout ce que l'on rencontre sur les chaussées au Québec. La révision des modèles d'endommagements de Pavement-ME ne fait partie de cette maîtrise, donc les modèles sont pris tels quels. Il est par contre intéressant

de constater que les EBHP-20 performent mieux que la GB-20 pour la totalité des critères de conception utilisés dans la méthode de dimensionnement Pavement-Me. Ceci nous porte à conclure que selon la méthode dimensionnement de chaussées Pavement-ME, les EBHP-20 peuvent être utilisés en remplacement de la GB-20 comme couche de base.

Tableau 5.9 Résultat du dimensionnement avec Pavement-ME

Type de dégradation	Limite sélectionnée	GB-20	EBHP-20 11%	EBHP-20 15%
IRI (m/km)	2,714	**3,447**	**3,385**	**3,290**
Déformation permanente totale (mm)	19,0	**40,9**	**38,4**	**34,8**
Fissuration par fatigue de bas en haut (%)	25,00	1,82	1,45	1,45
Fissuration par fatigue de haut en bas (m/km)	378,00	109,25	48,47	48,47
Fissuration thermique (m/km)	189,40	5,01	4,98	5,00
Déformation permanente enrobé (mm)	6,4	**26,4**	**24,1**	**21,6**

CONCLUSION

L'idée première de la recherche consistait à formuler un enrobé bitumineux reposant sur l'optimisation des matériaux granulaires pour remplacer le grave bitume dans la couche de base. Après fabrication de cet enrobé, il s'agissait de le caractériser pour pouvoir établir une comparaison entre ses propriétés et celles d'un grave bitume initialement formulé et caractérisé avec le même grade bitume (PG 64-28). En second lieu, il s'agissait de situer le rôle du filler sur la variation des propriétés du nouvel enrobé. Deux enrobés furent donc élaborés et caractérisés: la première EBHP-20_11%, fruit de l'optimisation et le second EBHP-20_15% pour étudier l'influence du filler sur ce genre d'enrobé.

L'évaluation des propriétés des enrobés étudiés a concerné les propriétés de formulation et les propriétés thermomécaniques : la résistance à l'orniérage, le module complexe, la résistance au retrait thermique empêché, la résistance à la fatigue, et la durabilité.

Après analyse des résultats, nous avons constaté qu'avec un fort taux de mastic, les deux EBHP-20 (11% et 15%) sont plus maniables et plus tendres que le GB-20 témoin. Le fait d'être tendre n'affecte en rien leur comportement sous compacteur parce que leur forte proportion en granulats grossiers assure le blocage des déplacements et la transmission des charges. Ce qui fait qu'ils ont donné de bons résultats lors de l'essai d'orniérage, même si ceux-ci sont inférieurs aux résultats produit par le GB-20.

Il a été constaté également que l'EBHP-20_15%, malgré une sensibilité thermique élevée, est plus performant que l'EBHP-20_11% face à la fissuration thermique. Performance liée à sa bonne capacité à dissiper l'énergie pendant la période de relaxation à cause de sa teneur élevée en bitume et sa faible teneur en vides.

Au niveau du module complexe, l'EBHP-20_11% possède à 10°C et 10 Hz, une rigidité plus élevée que son homologue formulé avec 15% de filler. Mais en général, tous les deux, comparés au GB-20 présentent une bonne rigidité.

Sur le plan de la fatigue, les deux enrobées EBHP-20 étudiés possèdent une bonne résistance à la fatigue. L'EBHP-20_15% présente des résultats comparables à ceux du GB-20, sauf qu'il a tendance à s'endommager plus vite que ce dernier.

Au niveau du dimensionnement des chaussées, il a été démontré à l'aide de Pavement-ME, qu'une chaussée conçu avec un EBHP-20 en couche de base donne de meilleures performances au niveau des différentes dégradations étudiées, soit l'orniérage, la fissuration thermique, la fissuration par fatigue et l'IRI.

Dans l'ensemble, l'EBHP-20 présente de bonnes performances face à l'orniérage, et à la fatigue. Mais ses propriétés sont très sensibles aux paramètres de formulation, notamment le taux de filler. Tout dépend du choix de la propriété que l'on désire développer dans l'enrobé. Cela amène à dire qu'il est bien possible d'utiliser l'enrobé EBHP-20 dans la couche de base lorsque les matériaux sont employés avec des proportions optimales. Ce qui va engendrer une économie considérable en termes de matériaux et d'argent.

ANNEXE I

FICHE TECHNIQUE DU GRANULAT 14-20 mm

DJL

RAPPORT D'ANALYSE DE GRANULATS
Carrière St-Philippe

Téléphone: (450)653-2423
Télécopieur: (450)653-8877

Provenance : Construction DJL inc. **Calibre** : 14-20 mm
Localisation : St-Philippe de Laprairie Usage : Enrobé bitumineux
Type de granulat : Pierre concassée Éch. : _____ Date: moyenne 2012

GRANULOMÉTRIE (LC 21-040)

TAMIS mm	% PASSANT cumulatif	EXIGENCES	TAMIS mm	% PASSANT cumulatif	EXIGENCES
112			10	3	
80			8	3	0-3
56			6.3		
40			5		
31.5	100	100	3.15		
28			2.5		
25			1.25		
20	92	80-99	0.630		
16	42	25-75	0.315		
14	13	1-20	0.160		
12.5	5		0.080	1,0	0-1,5
Module de finesse (CAN/CSA A23.1):			Propreté (CAN/CSA-A23.2- 5A):		0.6

* Dérogation au fuseau granulométrique

PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES

DESCRIPTION	MÉTHODES D'ESSAIS	RESULTATS	EXIGENCES	EFFECTUÉ PAR	DATE
CARACTÉRISTIQUES INTRINSÈQUES					
Micro-Deval (Gros granulats)	LC 21-070	9% (grade A)	<15%	CTNA-Brossard	04 04 12
Abrasion Los Angeles	LC 21-400	23% (grade B1)	<35%	CTNA-Brossard	05 04 12
Règle de compensation (MD + LA)		32,0%		CTNA-Brossard	05 04 12
Micro-Deval (Granulats Fins)	LC 21-101				
Indice de Friabilité	LC 21-080				
CARACTÉRISTIQUES DE FABRICATION					
% Fragmentation	LC 21-100				
% Particules Plates	LC 21-265	13,1%	<25%	DJL St-Philippe	22 03 12
% Particules Allongées	LC 21-265	20,8%	<40%	DJL St-Philippe	22 03 12
Coefficient d'écoulement	LC 21-075				
CARACTÉRISTIQUES COMPLÉMENTAIRES					
Absorption en eau (%)	LC 21-065-066-067				
Coefficient Polissage Projection (CPP)	LC 21-102				
Indice colorimétrique	CAN/CSA A23.2-7A				
Densité relative (app)	LC 21-065-066-067	2,804		DJL St-Philippe	22 03 12
Densité relative (sec)	LC 21-065-066-067	2,760		DJL St-Philippe	22 03 12
Densité relative (sss)	LC 21-065-066-067	2,776		DJL St-Philippe	22 03 12
Durabilité MgSO4	BNQ 2560-450				
Masse non-tassée	BNQ 2560-060	1368,8 kg/m^3		DJL St-Philippe	29 03 12
Masse tassée	BNQ 2560-060	1688,3 kg/m^3		DJL St-Philippe	29 03 12
Matières organiques	LC 31-228				
Mottes d'argile et particules friables	CAN/CSA A23 2-3A				
Nombre pétrographique	BNQ 2560-900				
Particules légères	CAN/CSA A23 2-4A				
Proctor modifié	BNQ 2501-255				
Réact. alcalis-granulat (prisme:1 an)	CSA A23 2-14A				
Réact. alcalis-granulat (mortier:14 j.)	CSA A23 2-25A				
Valeur au bleu	LC 21-255				
Teneur particules inférieures à 5µm	NQ 2501-025				
Potentiel de gonflement: pyrite	CTQ-M100				

REMARQUE: _____

Préparé par: Francois Lussier Approuvé par: Francois Lussier Date: 13 04 12
Francois Lussier, conseiller en exploitation

P3-10 .xls (Révision: 02-2002)

2012-04-13

FICHE TECHNIQUE DU GRANULAT 0,08-0,630 mm

TP granulats CTN404

LISTE DE MATÉRIAUX DISPONIBLES

Sable Silice 630 - 0 mm.

Provenance:	Unimin, St-Canut, Qc.
Type:	Sable concassé, Silice **No. 4010**
Calibre:	630 - 0 mm.
Producteur:	Daubois

GRANULOMÉTRIE

Fin

TAMIS	% PASSANT
5 mm	100
2,5 mm	100
1,25 mm	100
630 u.m.	98,7
315 u.m.	35,7
160 u.m.	5,4
80 u.m.	0,9

Mesures Physiques

Dss :	2,633
D sèche:	2,620
% Abs:	0,50
Module de finesse:	1,60

Reçu le 2013-01-20
Fait par: A.D.

ANNEXE II

ATTESTATION DE CONFORMITÉ DU BITUME

Les Industries McAsphalt Ltée
Usine de Valleyfield
950, boul. Cadieux
Valleyfield (Québec) J6T 6L4
Téléphone : (450) 377-8420
Télécopieur: (450) 377-8411

N° de l'attestation de comformité
224-1025179

Bitumes - Attestation de conformité

INFORMATIONS GÉNÉRALES	
Distributeur lieu d'entreposage et d'expédition	Les Industries McAsphalt Ltée - Valleyfield
Fabricant et lieu de fabrication	Les Industries McAsphalt Ltée - Valleyfield
Classe de bitume: PG64-28P	Nom commercial:
Date de fabrication: 25 Sep. 2012	N° de lot: LOT109080

ESSAIS DE CARACTÉRISATION	
Date de la caractérisation	25 Sep. 2012
Masse volumique à 25°C (g/cm³)	1.024
Masse volumique à 15°C (g/cm³)	1.030
Stabilité au stockage (°C)	0.1
TBA Moyenne (°C)	58.3
Recouvrance d'élasticité (%), à 10°C	63.8
Viscosité Brookfield (Pa·s), à 135°C	0.535
Viscosité Brookfield (Pa·s), à 165°C	0.153
T_e (°C)	66.1
T_b (°C)	-33.9
Module de rigidité S_o (Mpa)	51
Pente m_o	0.456
Teneur en cendre (%)	0.119
Variation de masse	-0.266

TEMPÉRATURES D'UTILISATIONS RECOMANDÉES	Minimale	Maximale
Entreposage	130°C	170 °C*
Malaxage (chaud)	155 °C	169 °C
Malaxage (tiede Evotherm DAT)	120 °C	134 °C

ESSAIS DE CONTRÔLE	
Date des essais de contrôle	25 Sep. 2012
Temp. élevée de caractérisation T_e (°C)	66.1
Module de rigidité S_c (60) (Mpa)	51
Pente m_c	0.456
Recouvrance d'élasticité (%), à 10°C	63.8

EXPÉDITION

Numéro et nom de la centrale d'enrobage: Ali excavation

Transporteur: Gee a ball

N° de la citerne	Date du chargement	Quantité livrée
846	02/10/12	

Notes:

REMARQUES

Température de compaction tiède avec Evotherm DAT: 85 - 150 °C, selon les conditions de chantier
Plage idéale de compaction tiède avec Evotherm DAT: 106 - 120 °C
Utilisation en laboratoire: température de compaction telle que celle du chantier
* - pour PG 58-28 Foam la température de livraison peut atteindre 190°C pour faciliter le procédé de moussage

Préparé par	Date	Approuvé par	Date
Valerie Plourde	26 Sep. 2012	Roxana Balba	26 Sep. 2012

ESPACE RÉSERVÉ AU MINISTÈRES DES TRANSPORTS

N° du contrat		Soumis par (organisme de contrôle)
Prélevé par	Date	À l'usage du laboratoire: 12,136
N° du réservoir à la centrale d'enrobage	Température °C	Date: 2 oct 2012

ANNEXE III

EXEMPLE DE CALCUL DES PROPORTIONS DU MÉLANGE EBHP-20

Le volume d'un enrobé est constitué de granulats, de bitume, du vide et éventuellement de fibre qui le constituent. On peut écrire :

Volume enrobé =Volume des granulats + volume du bitume + volume du vide + volume de fibre

Pour ce cas, nous volons préparer 1 m^3 d'enrobé ne contenant pas de fibre. Donc, on a :

$$V_{gb} + V_{be} + V_i = 1000 \qquad \text{(A IV-1)}$$

En considérant les équations suivantes :

$$d_{gb}^{\ comb} = \frac{M_g}{V_{gb}} \qquad \text{(A IV-2)}$$

$$V_{gb} = \frac{M_g}{d_{gb}^{\ comb}} \qquad \text{(A IV-3)}$$

En remplaçant les équations IV.2 et IV.2 par leurs expressions dans l'équation A-IV.1, on obtient :

$$V_{gb} = \frac{M_g}{d_{gb}^{\ comb}} = 1000 - (V_{be} + V_i) \qquad \text{(A IV-4)}$$

En cherchant la masse de granulats nécessaire à la confection de l'enrobé, on obtient l'équation suivante :

$$M_g = (1000 - (V_{be} + V_i)) * d_{gb}^{comb} \quad \text{(A IV-5)}$$

Le V_{be} retenu pour la formulation est 9,9%, et le pourcentage de vides désiré dans l'enrobé est 5%. Pour 1 m³ d'enrobé, on a donc :

V_{be} = 99 l/m³ pour une densité du bitume (d_b) = 1,022
V_i = 50 l/m³ pour une teneur en vides résiduelle de 5% dans l'enrobé

La masse totale de granulat est alors :

$$M_g = (1000 - (99 + 50)) * 2,735$$
$$M_g = 2327,49 \text{ kg/m}^3$$

Pour calculer les proportions de chacun des constituants, on doit se référer aux proportions établies à l'aide de la première, deuxième, et troisième étape. Ces étapes indiquent toute la procédure à suivre pour arriver à une optimisation granulaire sans interférence.

Dans la première étape, on effectue un mélange constitué de 40% de granulat grossier et 60% de de fins. L'objectif visé est la détermination des quantités de gros granulats et de granulats fins à mettre ensemble pour obtenir une combinaison avec le minimum de vides possible sans interaction entre les granulats de différentes tailles. Une telle combinaison s'appelle « optimale ».

Dans la seconde étape, il s'agit de déterminer la proportion de filler qu'il faut ajouter à la combinaison optimale obtenue dans la première étape pour une autre combinaison ayant encore moins de vides sans interférence. Pour cela, on mélange 40% de la combinaison optimale obtenue au niveau de la première étape, et 60% de filler.

Pour déterminer le dosage final en granulat fin, il faut s'assurer que la porosité de la combinaison granulaire est suffisante pour accommoder la présence du bitume effectif (V_{be}) tout en maintenant un volume de vides résiduel (Vi) de l'enrobé. Par considération des valeurs cibles établies (V_{be} = 9,9% et V_i = 5,0%), on détermine que la porosité minimale doit être de l'ordre de 14,9%, soit un indice des vides de 17,5%. La Figure-A IV-1 montre les étapes à suivre en générale pour obtenir la combinaison optimale. Et la Figure-A IV-2 montre les résultats de l'optimisation granulaire obtenue dans le cadre de ce projet.

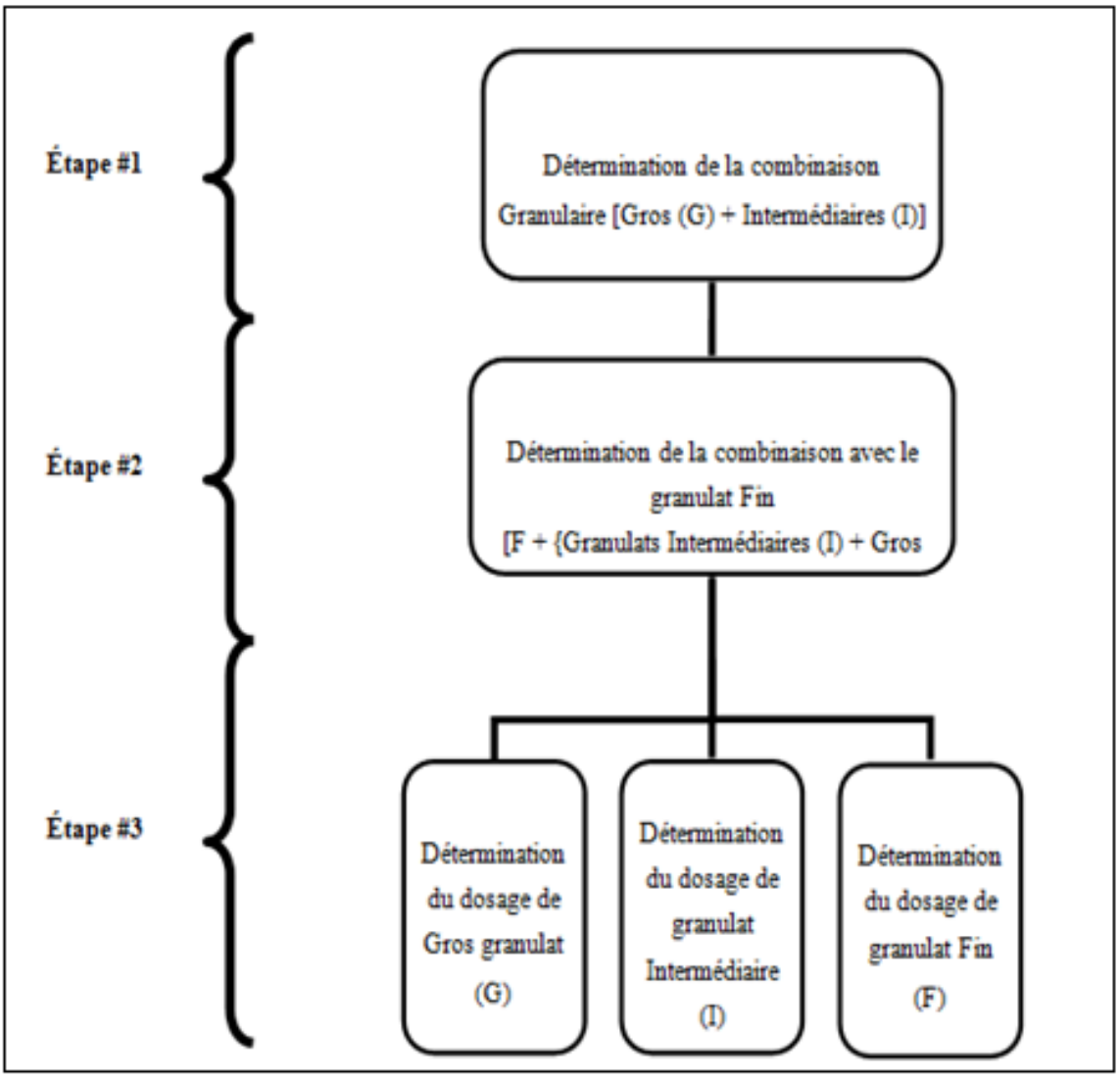


Figure-A IV-1 Étapes à suivre pour obtenir la combinaison granulaire optimale

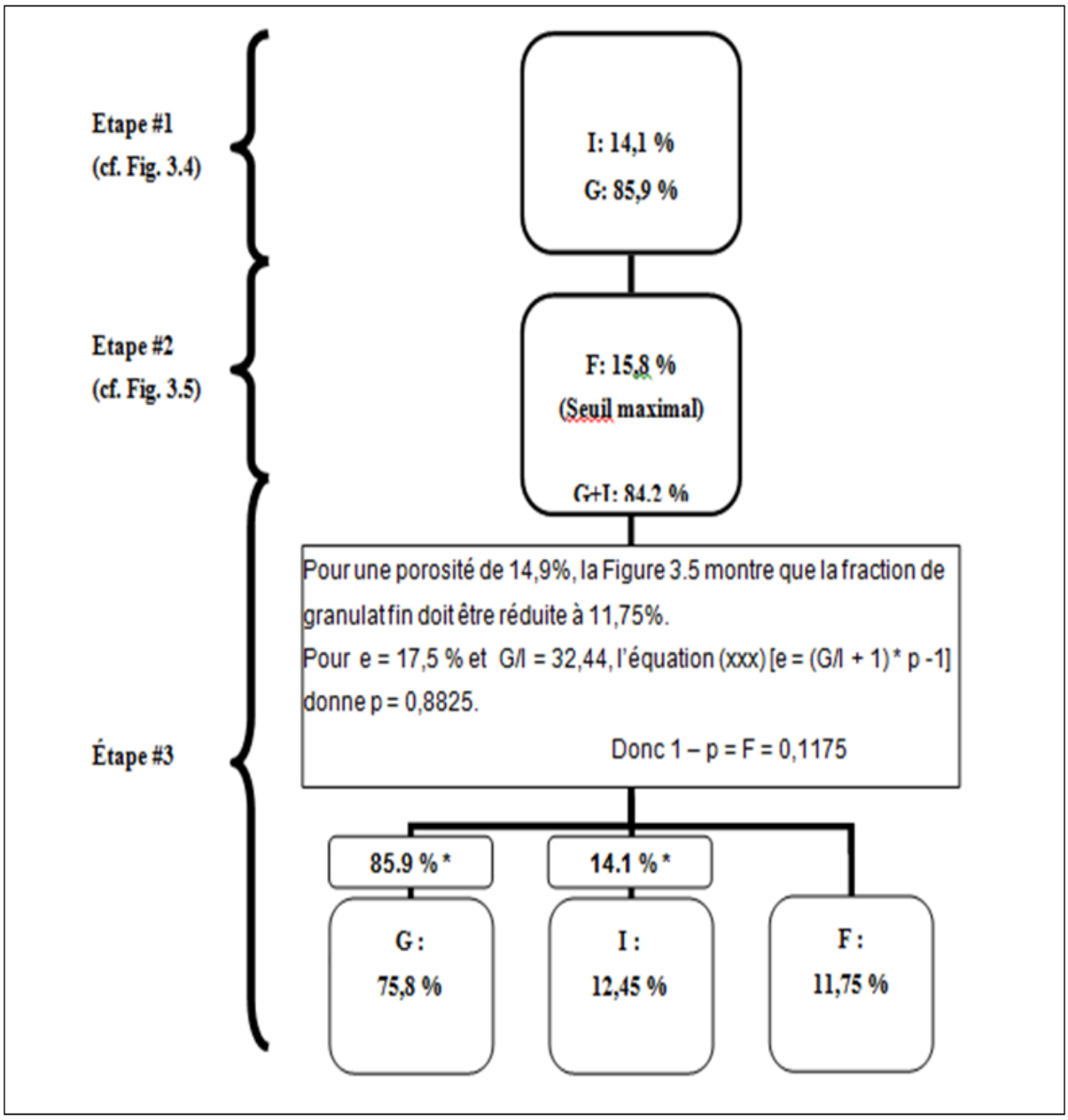


Figure-A IV-2 Combiné granulaire optimale obtenu dans le cadre de cette recherche

Connaissant la masse totale de granulats et la proportion de chacun des constituants, on peut déterminer la masse de chacun d'entre eux pour un volume de référence (ici 1 m^3) et établir ainsi les dosages de départ pour la formulation de l'enrobé EBHP-20 :

Masse de granulats Fins (filler) (M_F) = 2327 kg/m³ * 11,75 %
= 273,4 kg/m³

Masse de granulats Intermédiaire (M_I) = 2327 kg/m³ * 12,45 %
= 289,7 kg/m³

Masse de Gros granulats (M_G) = 2327 kg/m³ * 75,8 %
= 1763,9 kg/m³

Masse de bitume absorbée (M_{ba}) = (0,5% de l'absorption en eau des granulats)
= (0,5 %/100) * (abs%/100) * Mg

Où abs (%) = $(G * abs_{GROS}) + (I * abs_{INT}) + (F * abs_{FILLER})$
= (0,758*0,58%)+(0,1245*0,4%)+(0,117*1,0%)
= 0,61%

Donc M_{ba} = 0,5 * (0,61% / 100) * 2327 kg/m³
= 7,1 kg/m³

Masse de bitume effectif (M_{be}) = $d_b * V_{be}$
= 1,022 * 99 l/m³
= 101,2 kg/m³

Masse de bitume totale (M_b) = (Mba + Mbe)
= 7,1 kg/m³ + 101,2 kg/m³
= 108,3 kg/m³

M_{mb} = ∑ Constituants
= 2435,3 kg/m³

Densité brute de l'enrobé (D_{mb}) = M_{mb} / 1000
= 2,435

Densité maximale de l'enrobé (D_{mm}) = $D_{mb}/(1-V_i)$
= 2,563

Proportions finales des constituants :

À partir de la masse de chacun des constituants pour le volume de référence ($1m^3$), on peut calculer le dosage massique correspondant, exprimé en pourcentage de la masse de l'enrobé, soit :

Bitume	=	$(M_b/M_m)*100\%$
	=	108,3 kg/m³ / 2435,3 kg/m³ *100
	=	4,45 %
Granulats Fins (filler)	=	273,4 kg/m³ / 2435,3 kg/m³ *100
	=	11,23 %
Granulats Intermédiaires	=	289,7 kg/m³ / 2435,3 kg/m³ *100
	=	11,9 %
Gros granulats	=	1763,9 kg/m³ / 2435,3 kg/m³ *100
	=	72,42 %
Somme totale des constituants	=	100 %

ANNEXE IV

RÉSULTATS DES ESSAIS DE PCG

Après la détermination des proportions de gros granulats et de granulats intermédiaires, les calculs ont montré que la proportion nécessaire de filler tourne autour de 11,75% de la masse granulaire. Pour avoir une idée précise de la valeur du pourcentage de filler, des essais de PCG ont été réalisés avec des valeurs s'écartant de 0,5% de filler (*Voir* Tableau-A V-1).

Tableau-A V-1 Pourcentage de vides des enrobés à différentes nombres de girations

Enrobés	**% DE VIDES**		
	10 girations	120 girations	200 girations
	EXIGENCES DE LA NORME 4202		
	≥ 11%	4 à 7%	≥ 2%
EBHP-20_15%	15,4	**2,5**	**1,4**
EBHP-20_12,5%	17,7	4,2	2,1
EBHP-20_11,75%	16,4	**3,9**	**1,5**
EBHP-20_11%	17,02	4,5	2,1
EBHP-20_10,25%	18,4	5,9	3,4
EBHP-20_9,5%	19,2	7,4	5,0

Les données dans le Tableau précédent concernent seulement les trois critères de formulation exigés par la norme 4202. Pour voir l'évolution globale des vides, les résultats ont été transportés sur la Figure A V-1.

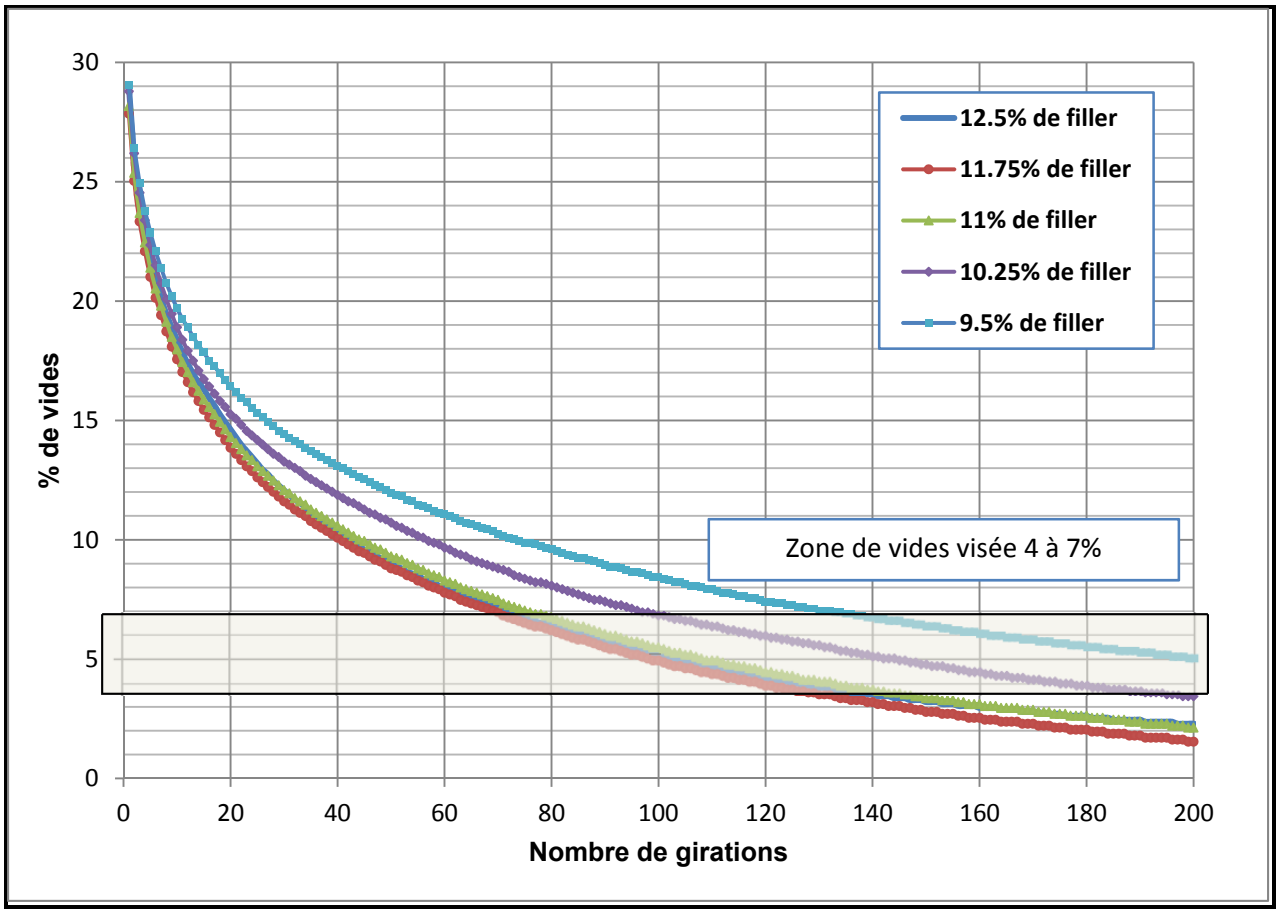


Figure A-V-1 Évolution des vides à la PCG des EBHP-20

ANNEXE V

CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES ÉPROUVETTES

Tableau-A VI-1 Caractéristiques des éprouvettes d'EBHP-20_15%

Dmm = 2,563															
Éprouv.	MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE									MÉTHODE HYDROSTATIQUE					
	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Dmb	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides
P1E1	137,64	137,66	137,08	74,11	74,16	74,21	1471,0	2,470	3,62	1471,0	886,4	1472,5	23,1	2,511	2,03
	137,46			74,16											
P1E2	139,03	138,18	138,51	73,98	74,38	73,98	1488,2	2,482	3,16	1488,2	897,2	1489,0	23,1	2,516	1,84
	138,57			74,11											
P1A3	250,06	250,09	250,09	59,18	59,30	59,45	1712,8	2,472	3,56	1712,8	1034,8	1713,3	23,0	2,526	1,46
	250,08			59,31											
P1A4	254,18	254,47	254,03	59,13	59,17	59,12	1730,8	2,471	3,59	1730,8	1043,0	1731,4	23,0	2,515	1,85
	254,23			59,14											
P1A5	252,91	252,65	252,81	59,46	59,15	58,94	1698,6	2,435	4,98	1698,6	1023,3	1701,8	23,0	2,505	2,27
	252,79			59,18											
P1B1	125,00	125,11	125,03	74,43	74,08	73,90	1346,4	2,487	2,97	1345,5	813,2	1346,8	23,0	2,523	1,57
	125,05			74,14											
P1B2	124,58	124,83	125,03	74,11	73,99	73,99	1353,2	2,511	2,01	1353,2	818,1	1354,4	23,0	2,524	1,50
	124,81			74,03											
P1B3	125,42	125,29	124,97	74,15	73,96	74,07	1346,1	2,488	2,93	1346,1	810,6	1346,4	23,0	2,514	1,93
	125,23			74,06											
P1C1	121,80	121,92	122,10	74,06	74,39	73,97	1312,1	2,485	2,75	1312,1	792,0	1313,5	23,0	2,517	1,78
	121,94			74,14											
P1C2	122,46	122,35	122,65	74,17	74,40	73,89	1317,3	2,483	2,84	1317,3	795,6	1318,1	23,0	2,522	1,58
	122,49			74,15											
P1C3	122,17	122,51	122,16	74,54	74,11	74,29	1309,9	2,462	3,64	1309,9	789,9	1311,7	23,0	2,512	2,01
	122,28			74,31											

Tableau-A VI-2 Caractéristiques des éprouvettes d'EBHP-20_11%

Dmm = 2,569																
Éprouv.	MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE								MÉTHODE HYDROSTATIQUE							
	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Dmb	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	
P2E1	129,54	129,97	130,04	74,16	74,13	74,13	1378,8	2,452	4,54	1378,8	829,7	1380,5	23,1	2,504	2,51	
	129,85			74,14												
P2E2	135,46	135,60	135,83	73,98	74,54	74,44	1433,1	2,428	5,47	1433,1	883,5	1456,2	24,6	2,503	2,58	
	135,63			74,32												
P2A3	229,56	229,37	229,48	58,88	59,29	59,74	1549,6	2,438	5,12	1549,6	933,1	1551,9	25,7	2,504	2,54	
	229,47			59,30												
P2A4	229,87	229,91	229,72	58,84	58,93	58,99	1518,5	2,416	5,95	1518,5	914,9	1523,0	25,7	2,497	2,82	
	229,83			58,92												
P2A5	229,38	229,62	230,15	58,97	59,04	58,59	1513,3	2,413	6,06	1513,3	911,6	1519,4	25,5	2,489	3,10	
	229,72			58,87												
P2B1	123,69	123,05	123,67	73,93	74,15	73,96	1322,4	2,482	3,39	1322,4	804,7	1333,0	25,9	2,503	2,59	
	123,47			74,01	59,28	58,88										
P2B2	125,79	125,25	125,79	74,21	74,09	74,55	1358,0	2,487	3,18	1358,0	817,4	1358,6	26,0	2,509	2,35	
	125,61			74,28												
P2B3	131,08	131,86	131,54	74,24	73,99	73,92	1391,8	2,450	4,61	1391,8	837,3	1393,8	25,8	2,500	2,67	
	131,49			74,05												
P2C1	122,50	122,93	122,68	74,06	74,37	74,42	1299,3	2,436	4,89	1299,3	783,2	1302,5	26,2	2,501	2,64	
	122,70			74,28												
P2C2	122,46	122,18	122,77	74,09	74,04	74,06	1310,4	2,476	3,33	1310,4	794,1	1316,7	26,1	2,507	2,42	
	122,47			74,06												
P2C3	122,40	121,99	121,46	73,94	74,04	74,69	1301,1	2,459	4,02	1301,1	783,5	1304,1	26,0	2,499	2,74	
	121,95			74,22												

ANNEXE VI

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DE FATIGUE

EBHP-20_11% PG 64-28 (10°C)

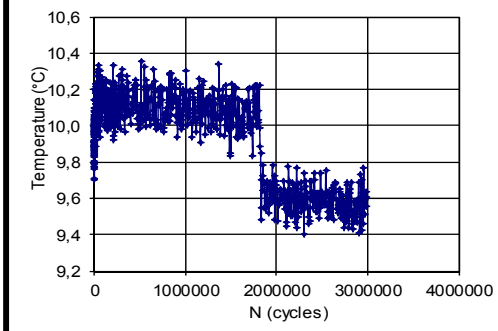
INFORMATION GENERALE ESSAI DE FATIGUE

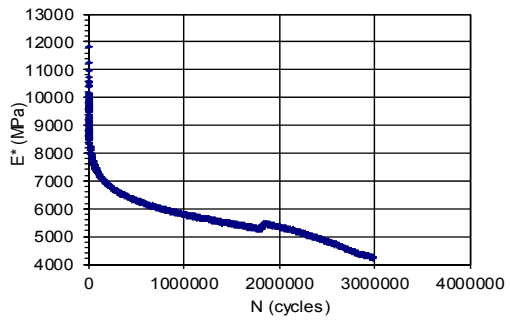
Presse de sollicitation:

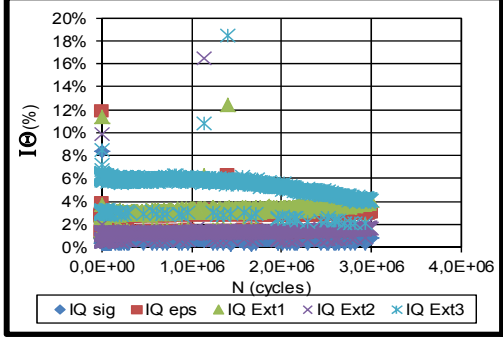
Presse de sollicitation:	Bionix	**DONNÉES RÉELLES**	
Date / heure:	12/04/2013	Fréquence (Hz):	
Opérateur:	Francis Bilodeau	Tº essai (ºC) :	10,04
		ε réel (µdef):	95,91
DONNÉES CIBLES			
Type d'enrobé:	EBHP-20_11%	**Observations:**	
Éprouvette Nº:	P2C3		
Diamètre (mm):	74,22		
Hauteur (mm):	121,91		
Vi(%):	2,74		
Fréquence (Hz):	10		
Tº cible (°C):	10		
ε cible (µdef):	100		

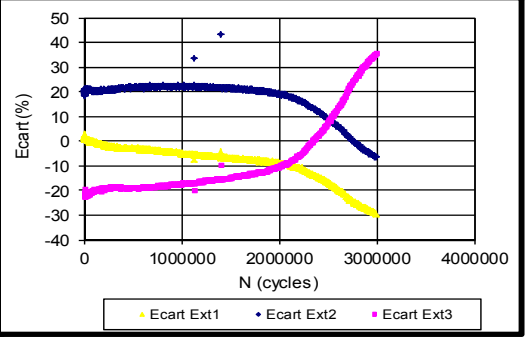
RESULTATS FATIGUE

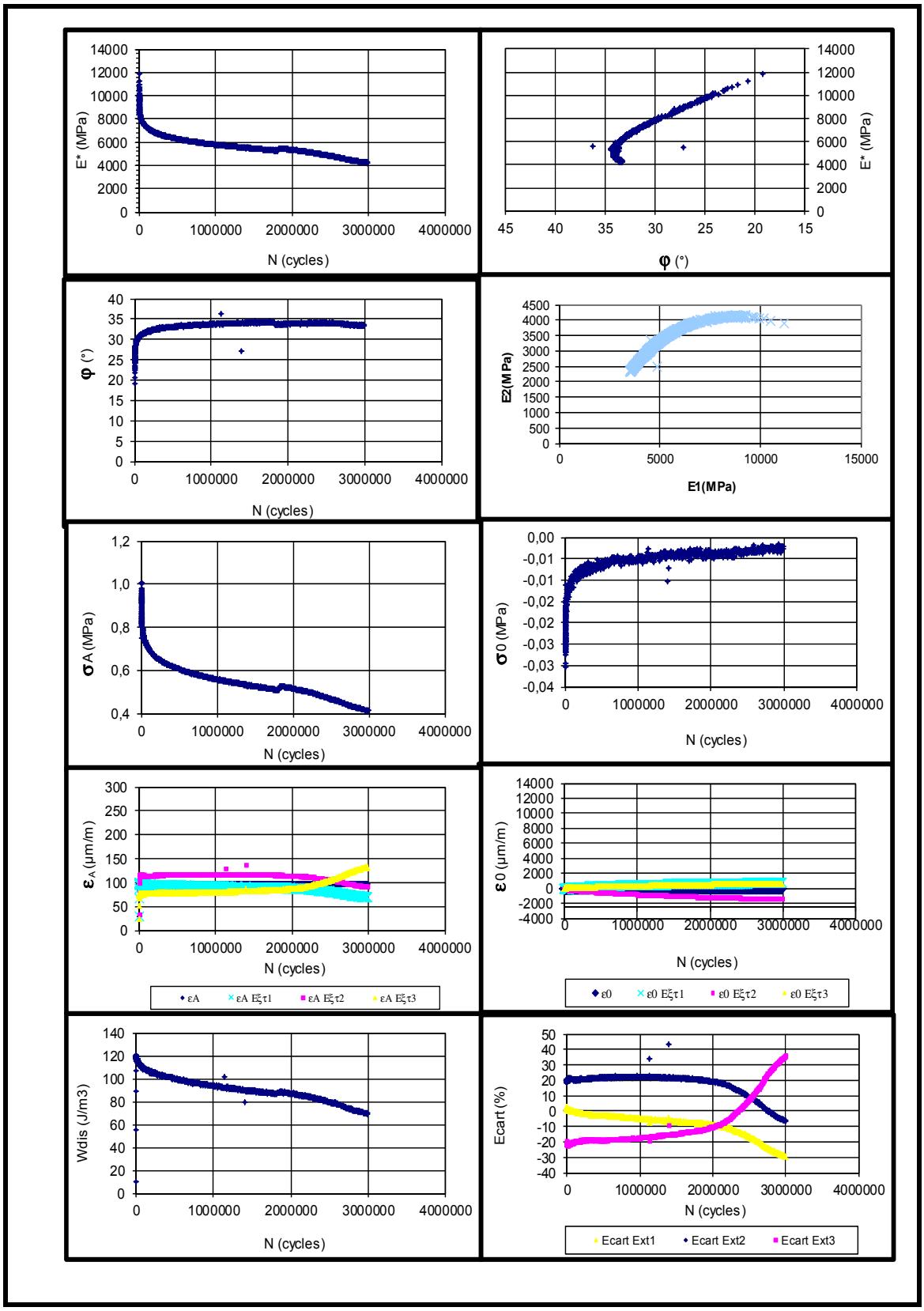
IE_0I (MPa)	**11831,83**	**$N_{f\ 50\%}$**	1769200
$IE_{0/2}I$ (MPa)	**5915,91**	**Nf II/III**	2 267 414










E* (MPa)
N (cycles)
φ (°)
E2(MPa)
E1(MPa)
σA (MPa)
σ0 (MPa)
εA (µm/m)
ε0 (µm/m)
εA
εA Eξτ1
εA Eξτ2
εA Eξτ3
ε0
ε0 Eξτ1
ε0 Eξτ2
ε0 Eξτ3
Wdis (J/m3)
Ecart (%)
Ecart Ext1
Ecart Ext2
Ecart Ext3

INFORMATION GENERALE ESSAI DE FATIGUE

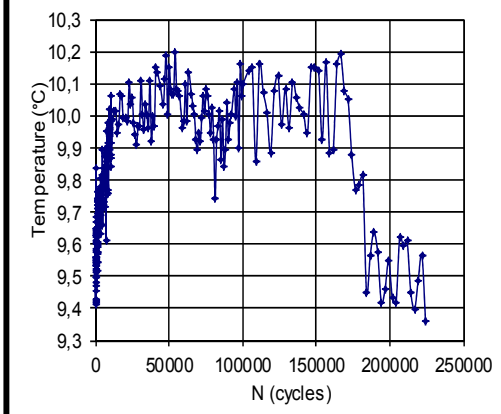
Presse de sollicitation:

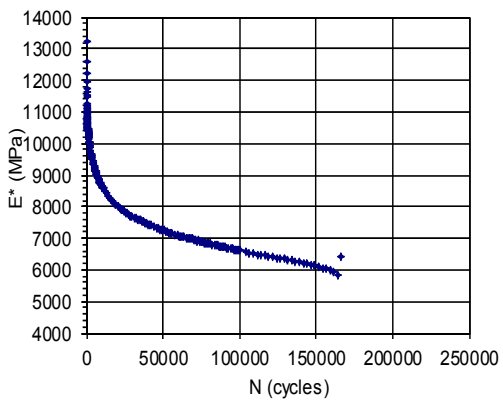
Presse de sollicitation:	Bionix
Date / heure:	09/04/2013
Opérateur:	Francis Bilodeau
DONNÉES CIBLES	
Type d'enrobé:	EBHP20 IB
Éprouvette N°:	P2B1x
Diamètre (mm):	74,01
Hauteur (mm):	123,47
Vi(%):	2,59
Fréquence (Hz):	10
T° cible (°C):	10
ε cible (µdef):	130

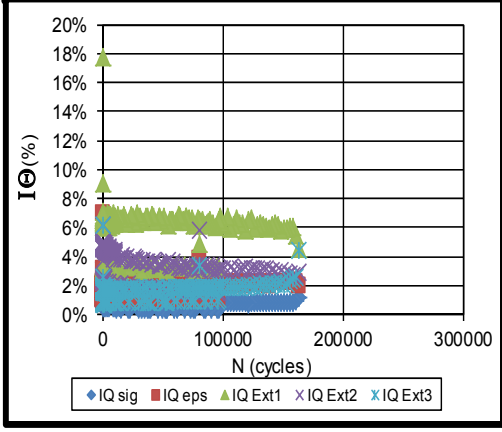
DONNÉES RÉELLES	
Fréquence (Hz):	
T° essai (°C) :	9,84
ε réel (µdef):	127,44
Observations:	

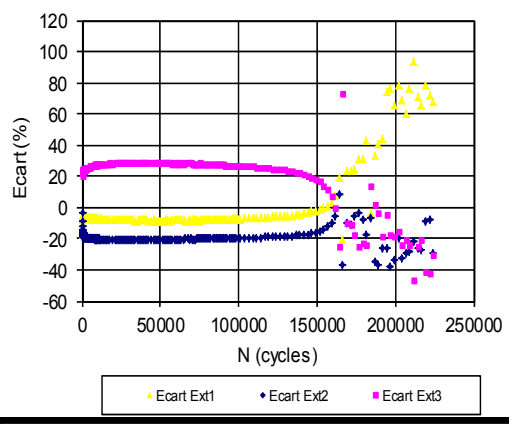
RESULTATS FATIGUE

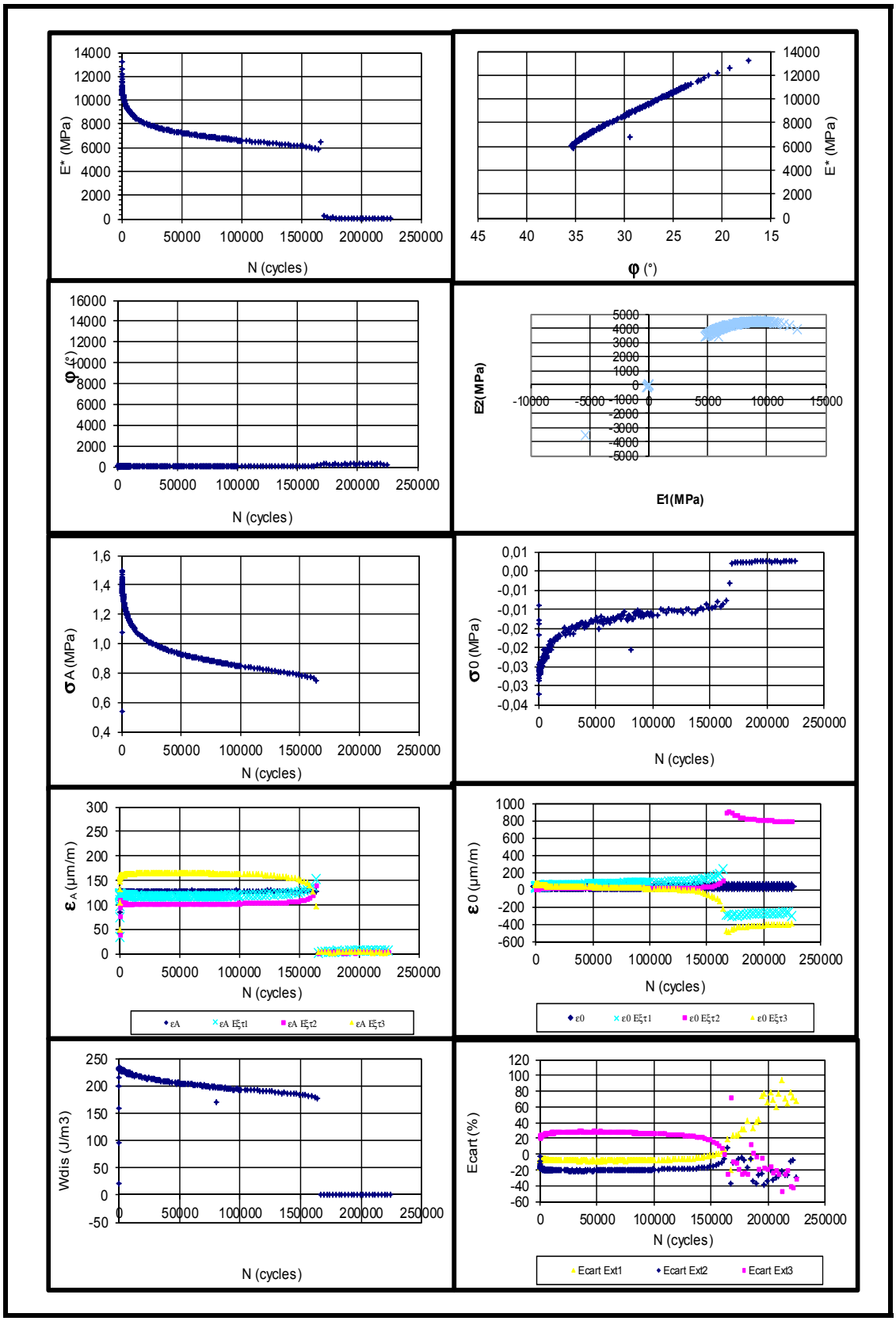
IE_0I (MPa)	**13229,10**	$N_{f\ 50\%}$	97464
$IE_{0/2}I$ (MPa)	**6614,55**	**Nf II/III**	**79 209**










E* (MPa)
N (cycles)
φ (°)
E2(MPa)
E1(MPa)
σA (MPa)
σ0 (MPa)
εA (µm/m)
ε0 (µm/m)
εA
εA Eξτ1
εA Eξτ2
εA Eξτ3
ε0
ε0 Eξτ1
ε0 Eξτ2
ε0 Eξτ3
Wdis (J/m3)
Ecart (%)
Ecart Ext1
Ecart Ext2
Ecart Ext3

EBHP-20_15% PG 64-28 (10°C)

INFORMATION GENERALE ESSAI DE FATIGUE

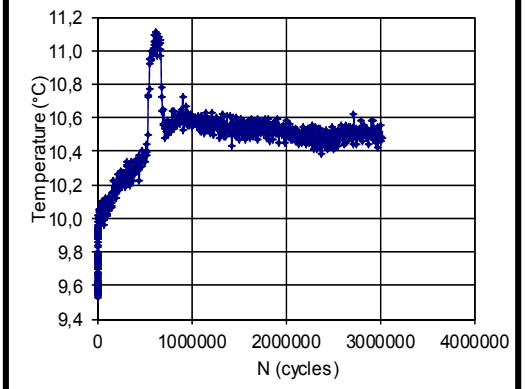
Presse de sollicitation:

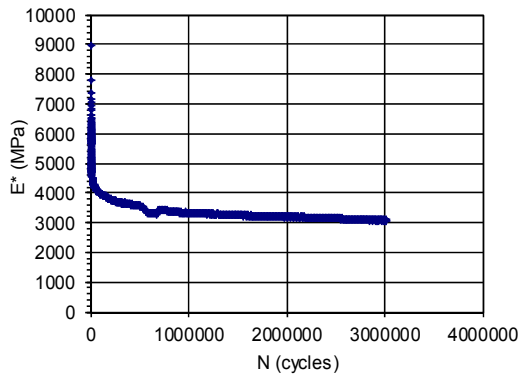
Presse de sollicitation:	MTS810-100
Date / heure:	10-05-2013
Opérateur:	FB
DONNÉES CIBLES	
Type d'enrobé:	EBHP20 IB 15%
Éprouvette Nº:	P1C3
Diamètre (mm):	74,31
Hauteur (mm):	122,28
Vi(%):	2,01
Fréquence (Hz):	10
Tº cible (ºC):	10
ε cible (µdef):	130

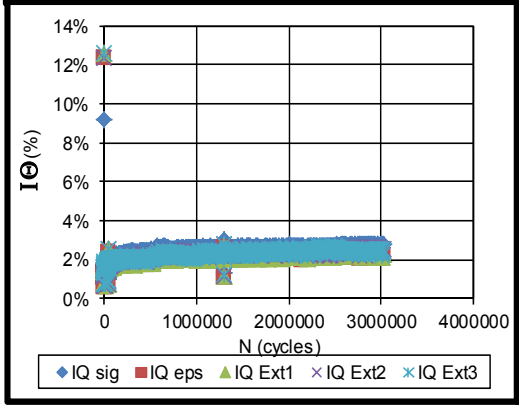
DONNÉES RÉELLES	
Fréquence (Hz):	
Tº essai (ºC) :	10,32
ε réel (µdef):	128,42
Observations:	

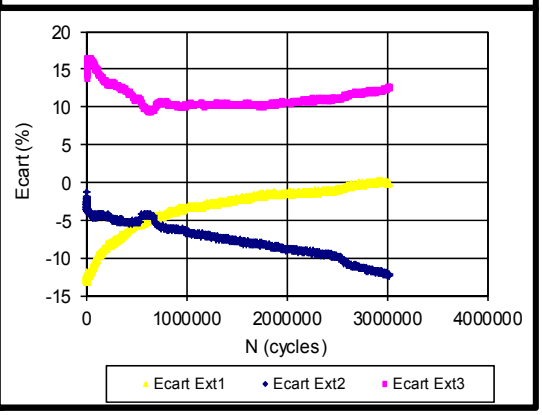
RESULTATS FATIGUE

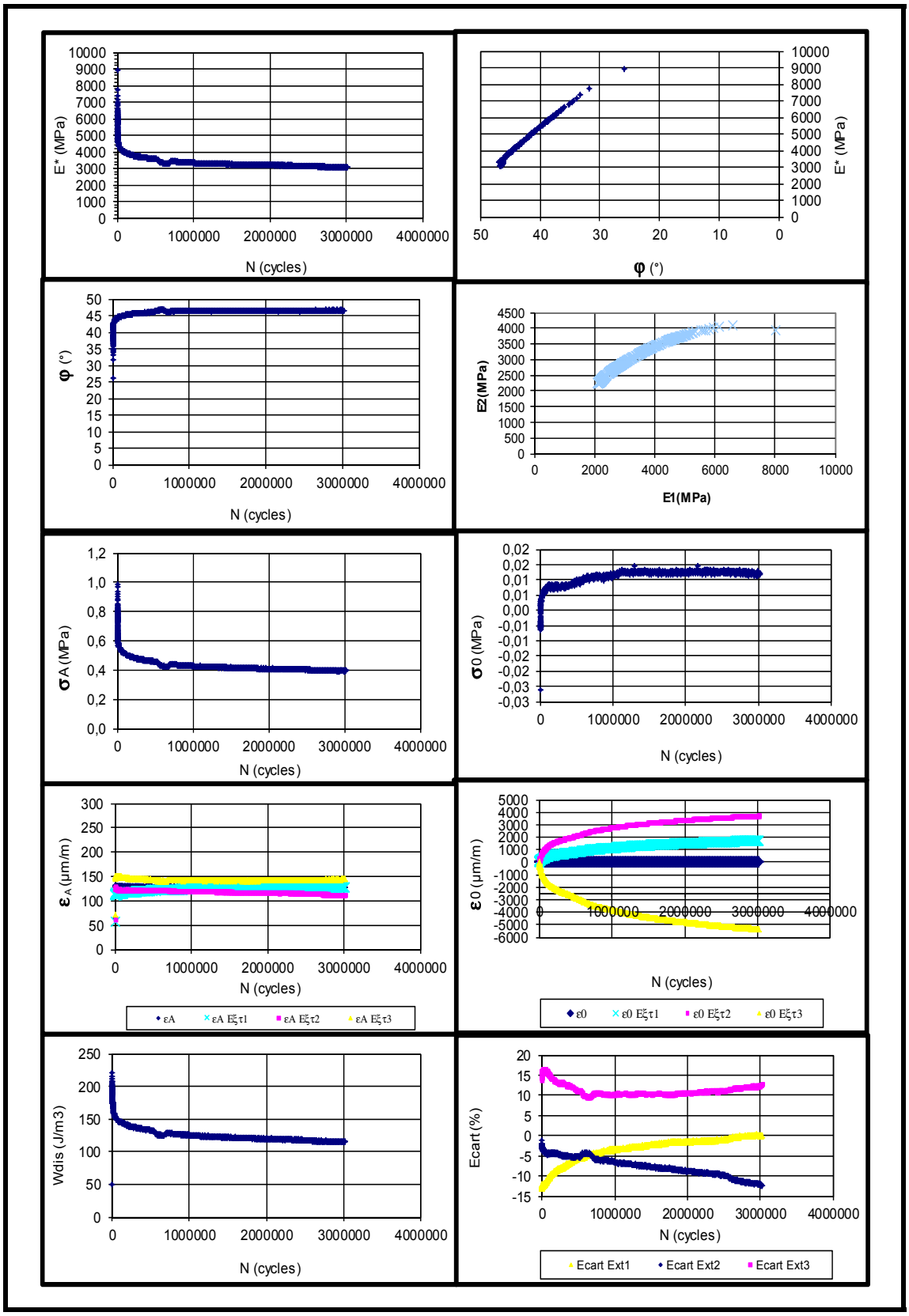
$|E_0|$ (MPa)	**9141,20**	**$N_{f\ 50\%}$**	2844991
$|E_{0/2}|$ (MPa)	**4570,60**	**Nf II/III**	**2 997 678**










E* (MPa)
N (cycles)
φ (°)
E2(MPa)
E1(MPa)
σA (MPa)
σ0 (MPa)
εA (µm/m)
ε0 (µm/m)
εA Eξτ1
εA Eξτ2
εA Eξτ3
ε0
ε0 Eξτ1
ε0 Eξτ2
ε0 Eξτ3
Wdis (J/m3)
Ecart (%)
Ecart Ext1
Ecart Ext2
Ecart Ext3

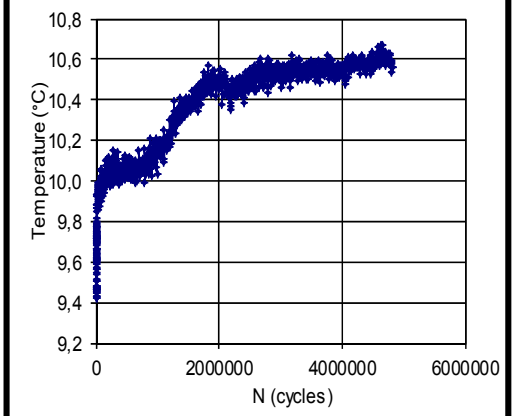
INFORMATION GENERALE ESSAI DE FATIGUE

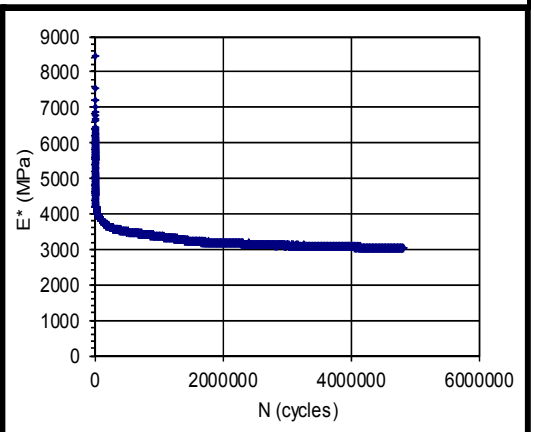
Presse de sollicitation:

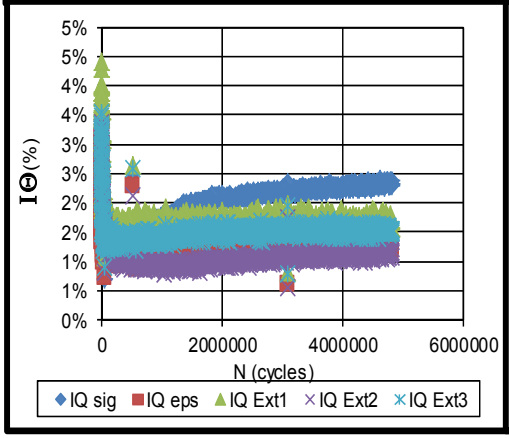
Presse de sollicitation:	MTS810-100	**DONNÉES RÉELLES**	
Date / heure:	15-05-2013	Fréquence (Hz):	
Opérateur:	FB	Tº essai (ºC) :	10,27
		ε réel (µdef):	146,23
DONNÉES CIBLES			
Type d'enrobé:	EBHP20 IB 15%	**Observations:**	
Éprouvette Nº:	P1B2		
Diamètre (mm):	74,03		
Hauteur (mm):	124,81		
Vi(%):	1,5		
Fréquence (Hz):	10		
Tº cible (ºC):	10		
ε cible (µdef):	145		

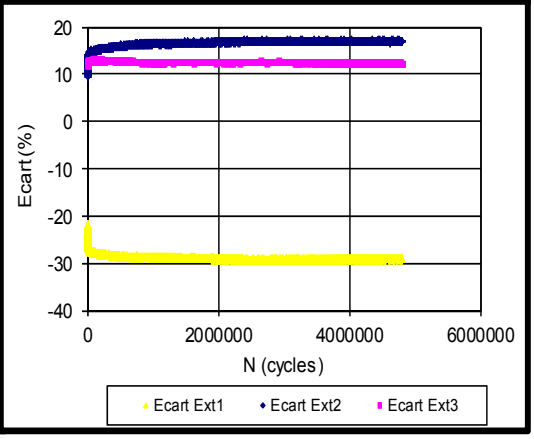
RESULTATS FATIGUE

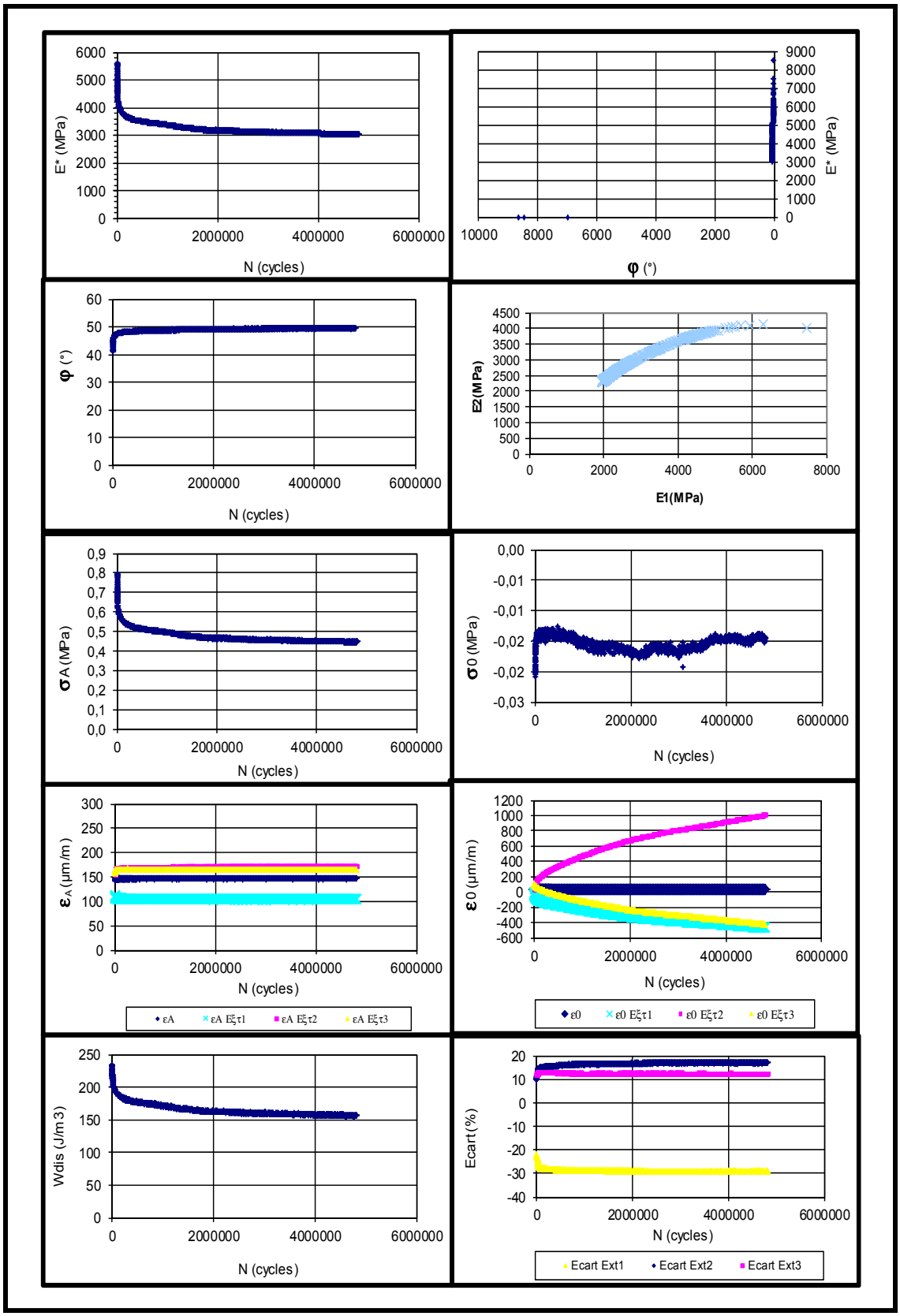
$\|E_0\|$ (MPa)	**8472,96**	**$N_{f\ 50\%}$**	1217975
$\|E_{0/2}\|$ (MPa)	**4236,48**	**Nf II/III**	**2 294 411**










E* (MPa)
N (cycles)
φ (°)
E2(MPa)
E1(MPa)
σA (MPa)
σ0 (MPa)
εA (µm/m)
ε0 (µm/m)
εA
εA Eξτ1
εA Eξτ2
εA Eξτ3
ε0
ε0 Eξτ1
ε0 Eξτ2
ε0 Eξτ3
Wdis (J/m3)
Ecart(%)
Ecart Ext1
Ecart Ext2
Ecart Ext3

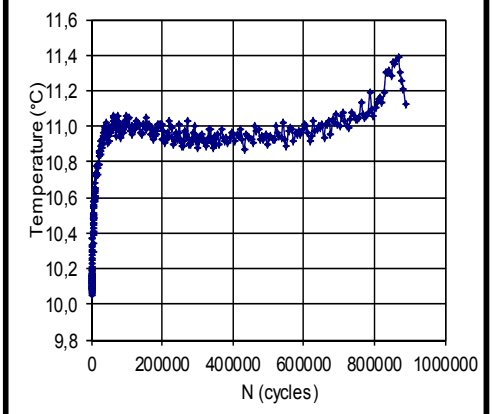
INFORMATION GENERALE ESSAI DE FATIGUE

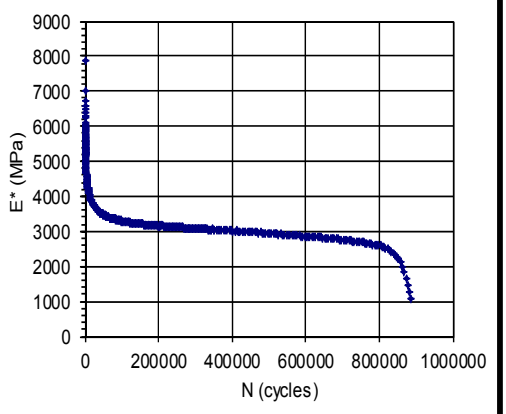
Presse de sollicitation:

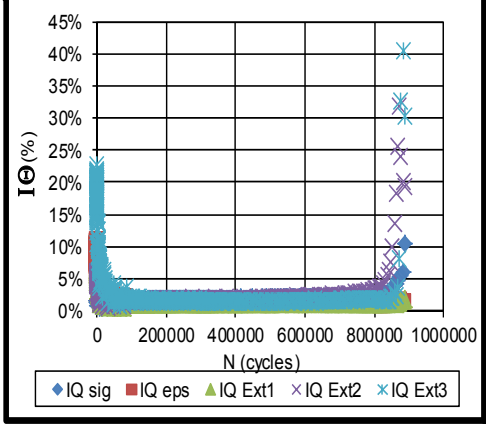
Presse de sollicitation:	MTS810-100	**DONNÉES RÉELLES**	
Date / heure:	15-05-2013	Fréquence (Hz):	
Opérateur:	FB	Tº essai (ºC) :	10,77
		ε réel (µdef):	155,58
DONNÉES CIBLES			
Type d'enrobé:	EBHP20 IB 15%	**Observations:**	
Éprouvette Nº:	P1B1		
Diamètre (mm):	74,14		
Hauteur (mm):	125,05		
Vi(%):	1,57		
Fréquence (Hz):	10		
Tº cible (ºC):	10		
ε cible (µdef):	160		

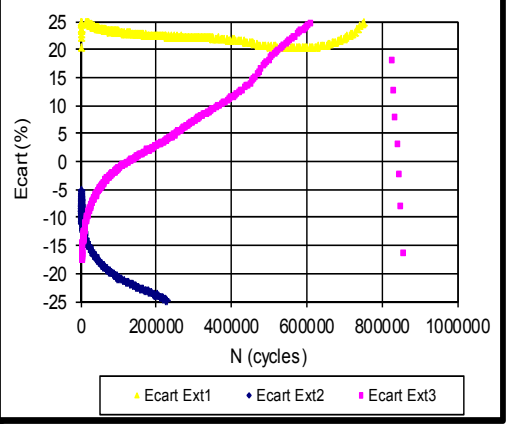
RESULTATS FATIGUE

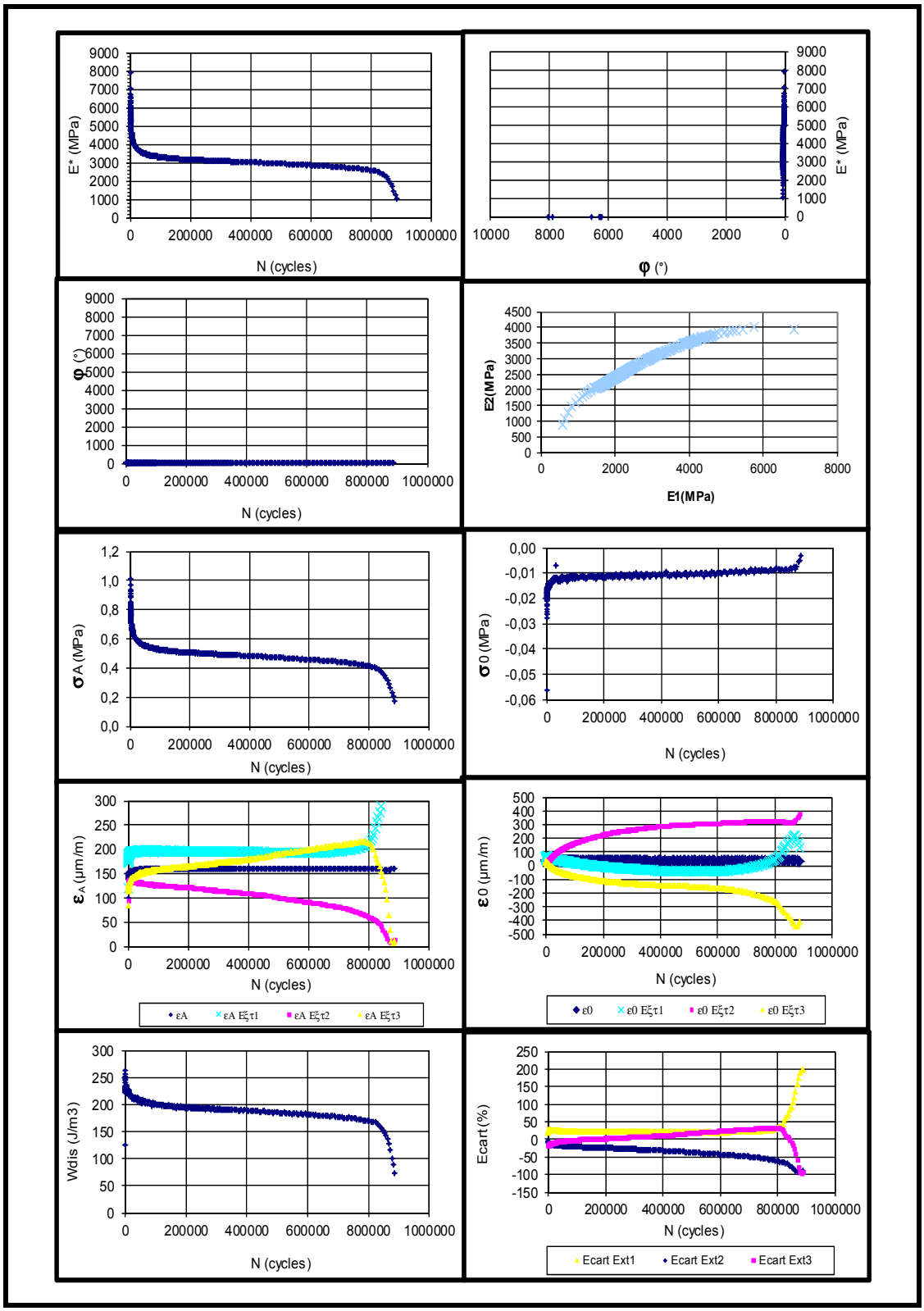
$\|E_0\|$ (MPa)	**7887,78**	**$N_{f\ 50\%}$**	244177
$\|E_{0/2}\|$ (MPa)	**3943,89**	**Nf II/III**	**800 000**










E* (MPa)
N (cycles)
φ (°)
E2(MPa)
E1(MPa)
σA (MPa)
σ0 (MPa)
εA (µm/m)
ε0 (µm/m)
εA Eξτ1
εA Eξτ2
εA Eξτ3
ε0 Eξτ1
ε0 Eξτ2
ε0 Eξτ3
Wdis (J/m3)
Ecart (%)
Ecart Ext1
Ecart Ext2
Ecart Ext3

ANNEXE VII

CARACTÉRISTIQUES DES ENROBÉS À CHAUD FORMULÉS SELON LA NORME 4202 DU MTQ

Tableau 4202–1
Caractéristiques des enrobés à chaud formulés selon la méthode de formulation du Laboratoire des chaussées

	Types d'enrobés	GB–20	ESG–14	ESG–10	EG–10	EC–10	SMA–10	ESG–5	EGM–10	EC–5	Méthode d'essai
	Usages	Couche de base	Couche unique, couche de surface ou couche de base	Couche de surface	Couche de surface	Couche de correction	Couche de surface	Couche antifissure	Couche de surface (intervention palliative)	Rapiécage manuel ou couche de correction	
	Nombre minimal de classes granulaires distinctes à utiliser (1)	3	3	2	2	2	2	2	2	1	
	Tamis	(% passant)									
Fuseau granulométrique	28 mm	100									
	20 mm	95–100	100								
	14 mm	67–90	95–100	100	100	100	100		100		
	10 mm	52–75	70–90	92–100	90–100	94–100	90–100	100	90–100	100	
	5 mm	35–50	40–60	52–65	40–48	66–78	25–35	85–100	35–45	90–100	
	2,5 mm	—	—	—	—	45–65	min. 18	50–70	min. 20	65–90	
	80 µm	4,0–8,0	3,0–8,0	4,0–10,0	4,0–10,0	4,0–10,0	8,0–11,0	4,0–12,0	5–11	4–12	
Zone de restriction (6)	2,5 mm (2)	—	39,2	46,1	46,1	—	—	—	—	—	
	1,25 mm (2)	—	25,7–31,7	30,7–36,7	30,7–36,7	—	—	—	—	—	
	630 µm (2)	—	19,1–23,1	22,8–26,8	22,8–26,8	—	—	—	—	—	
	315 µm (2)	—	15,4	18,1	18,1	—	—	—	—	—	
	Pourcentage de fibres (%) (3)						1,0		—	—	
	V_{be} (%) (4)	10,2	11,4	12,2	12,4	12,6	14,8	14,0	11,3	13,3	
	Vides à 10 girations (%)	≥ 11,0	≥ 11,0	≥ 11,0	≥ 11,0	≥ 11,0	≥ 11,0	(6 g) ≥ 11,0	≥ 11,0	≥ 11,0	LC 26–003
	Vides à 80 girations (%)		—	4,0–7,0	4,0–7,0	4,0–7,0	(60 g) 4,0–7,0	(50 g) 4,0–7,0	4,0–7,0	4,0–7,0	LC 26–003
	Vides à 100 girations (%)		4,0–7,0	—	—				—	—	LC 26–003
	Vides à 120 girations (%)	4,0–7,0							—	—	
	Vides à 200 girations (%) (5)	≥ 2,0	≥ 2,0	≥ 2,0	≥ 2,0	≥ 2,0	≥ 2,0	(75 g) ≥ 2,0	≥ 2,0	≥ 2,0	LC 26–003

(*suite page suivante*)

Contenu normatif

Contenu normatif

Tableau 4202–1 (*suite et fin*)
Caractéristiques des enrobés à chaud formulés selon la méthode de formulation du Laboratoire des chaussées

Types d'enrobés	GB–20	ESG–14	ESG–10	EG–10	EC–10	SMA–10	ESG–5	EGM–10	EC–5	Méthode d'essai
Compacité (% min.)	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	93,0	LC 26–320
Résistance à l'orniérage sur plaques de 100 mm à 52, 58 ou 60 °C (selon la classe de bitume) à 30 000 cycles (% max. de déformation) [5, 6, 7]	10,0	10,0	—	—	—	—	—	—	—	
Résistance à l'orniérage sur plaques de 50 mm à 52, 58 ou 60 °C (selon la classe de bitume) à 1000 cycles à 3000 cycles (% max. de déformation) [5, 6]	— —	— —	10,0 20,0	10,0 20,0	10,0 20,0	— 10,0	— —	10,0 20,0	— —	
Tenue à l'eau (% min.) [8]	70	70	70	—	70	70	70	70	—	LC 26–001

1. Au moins 85 % des granulats de l'enrobé à chaud doivent être constitués de classes granulaires qui ne se chevauchent pas. Cependant, une classe granulaire 0/D où D ≤ 5 mm peut être constituée de deux ou de plusieurs classes 0/D ou d/D dont la valeur D peut être différente. La classe considérée doit avoir la désignation 0/D, où D est la plus grande valeur de D des classes qui la composent. L'utilisation de deux ou plusieurs classes granulaires de même désignation d/D est considérée comme une seule classe, à condition que chacune des réserves satisfasse aux conditions des classes granulaires d/D indiquées dans la norme NQ 2560–114 « Travaux de génie civil – Granulats ». L'utilisation de granulats bitumineux récupérés (GBR) ou de bardeau d'asphalte post-fabrication (BPF) n'est pas considéré comme un chevauchement de classes granulaires. Par contre, la vérification du chevauchement des autres classes granulaires s'effectue avec l'ensemble des granulats, y compris les GBR ou BPF.
2. Limites de la zone de restriction suggérée.
3. Calculé selon le pourcentage de granulats.
4. Aux fins de formulation seulement.
5. Les enrobés à chaud ne doivent pas présenter de ressuage à 200 girations pour l'essai à la presse à cisaillement giratoire de même qu'à 10 000 cycles pour l'essai à l'orniéreur dans le cas des enrobés de types EG–10, ESG–10, EGM–10, SMA–10 et EC–10 ou 30 000 cycles dans le cas des enrobés de types GB–20 et ESG–14, et ce, lorsque l'essai de résistance à l'orniérage est exigé.
6. Lorsque l'essai de résistance à l'orniérage est exigé, il est réalisé selon les exigences de la méthodes d'essai LC 26–410 « Résistance à la déformation des enrobés à l'essai d'orniérage » et la préparation des échantillons est réalisée selon les exigences de la méthodes d'essai LC 26–400 « Fabrication d'éprouvettes au compacteur LCPC ».
7. La quantité d'enrobé nécessaire à l'essai à l'orniéreur est calculée par rapport à une compacité visée de 95 %, et ce, selon la densité maximale de la formule.
8. Lorsque l'enrobé est fabriqué avec un bitume dont la recouvrance élastique à 10 °C, 20 cm, 5 cm/min est ≥ 60 %, cet essai n'est pas requis.

ANNEXE VIII

RÉSULTATS DU DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES AVEC PAVEMENT-ME

EBHP-20_15%

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Design Inputs

Design Life:	30 years	Base construction:	May, 2014	Climate Data Sources (Lat/Lon)	40.04, -88.278
Design Type:	Flexible Pavement	Pavement construction:	June, 2015		
		Traffic opening:	September, 2015		

Design Structure



Layer type	Material Type	Thickness (in.):
Flexible	Default asphalt concrete	3.0
Flexible	Default asphalt concrete	8.0
NonStabilized	Crushed stone	10.0
Subgrade	A-1-a	Semi-infinite

Volumetric at Construction:	
Effective binder content (%)	9.7
Air voids (%)	4.5

Traffic

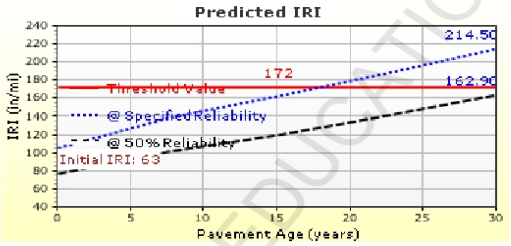
Age (year)	Heavy Trucks (cumulative)
2015 (initial)	15,000
2030 (15 years)	47,233,700
2045 (30 years)	112,034,000

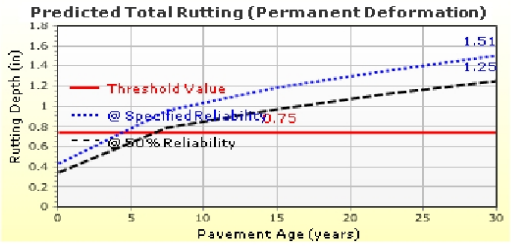
Design Outputs

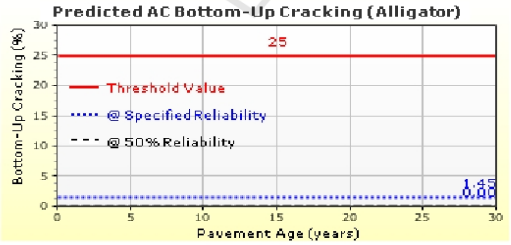
Distress Prediction Summary

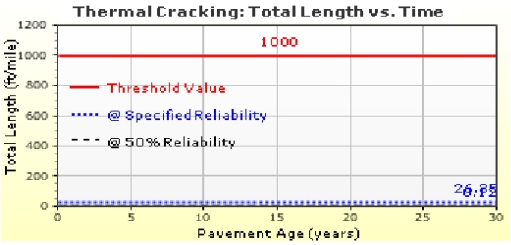
Distress Type	Distress @ Specified Reliability		Reliability (%)		Criterion Satisfied?
	Target	Predicted	Target	Achieved	
Terminal IRI (in./mile)	172.00	214.53	90.00	58.92	Fail
Permanent deformation - total pavement (in.)	0.75	1.51	90.00	0.73	Fail
AC bottom-up fatigue cracking (percent)	25.00	1.45	90.00	100.00	Pass
AC thermal cracking (ft/mile)	1000.00	26.35	90.00	100.00	Pass
AC top-down fatigue cracking (ft/mile)	2000.00	256.48	90.00	100.00	Pass
Permanent deformation - AC only (in.)	0.25	0.95	90.00	0.59	Fail

Distress Charts









EDUCATIONAL VERSION

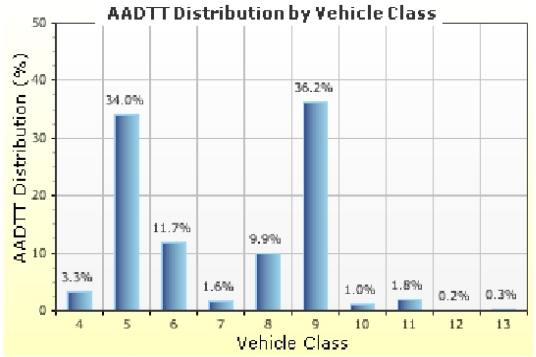
EBHP-20_11%

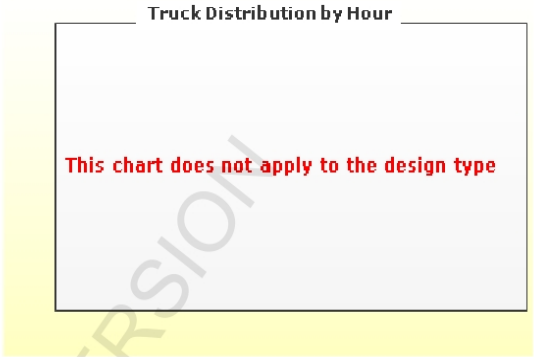
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

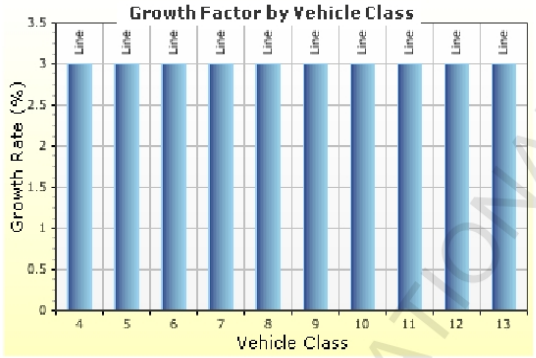
Traffic Inputs

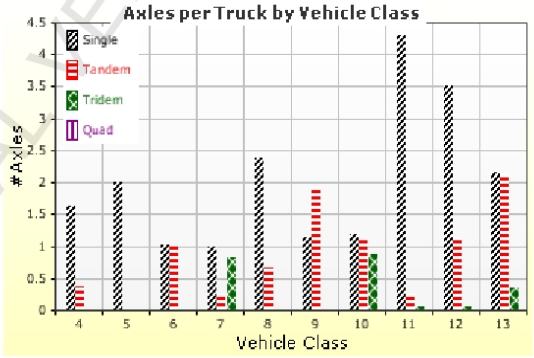
Graphical Representation of Traffic Inputs

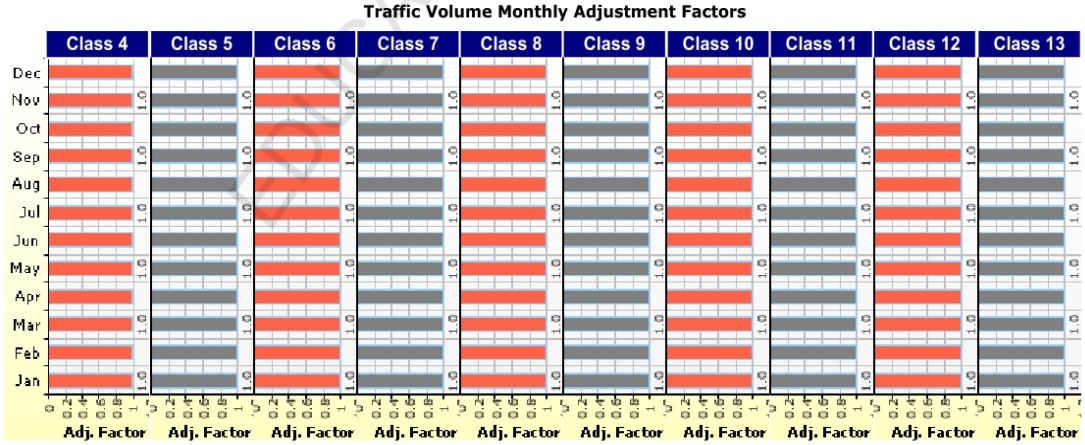
Initial two-way AADTT:	15,000	Percent of trucks in design direction (%):	50.0
Number of lanes in design direction:	2	Percent of trucks in design lane (%):	95.0
		Operational speed (mph)	60.0











EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Tabular Representation of Traffic Inputs

Volume Monthly Adjustment Factors

Level 3: Default MAF

Month	Vehicle Class									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
January	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
February	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
March	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
April	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
May	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
June	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
July	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
August	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
September	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
October	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
November	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
December	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Distributions by Vehicle Class

Vehicle Class	AADTT Distribution (%) (Level 3)	Growth Factor	
		Rate (%)	Function
Class 4	3.3%	3%	Linear
Class 5	34%	3%	Linear
Class 6	11.7%	3%	Linear
Class 7	1.6%	3%	Linear
Class 8	9.9%	3%	Linear
Class 9	36.2%	3%	Linear
Class 10	1%	3%	Linear
Class 11	1.8%	3%	Linear
Class 12	0.2%	3%	Linear
Class 13	0.3%	3%	Linear

Truck Distribution by Hour

Hour	Distribution (%)	Hour	Distribution (%)
12 AM	2.3%	12 PM	5.9%
1 AM	2.3%	1 PM	5.9%
2 AM	2.3%	2 PM	5.9%
3 AM	2.3%	3 PM	5.9%
4 AM	2.3%	4 PM	4.6%
5 AM	2.3%	5 PM	4.6%
6 AM	5%	6 PM	4.6%
7 AM	5%	7 PM	4.6%
8 AM	5%	8 PM	3.1%
9 AM	5%	9 PM	3.1%
10 AM	5.9%	10 PM	3.1%
11 AM	5.9%	11 PM	3.1%
		Total	100%

Axle Configuration

Traffic Wander	
Mean wheel location (in.)	18
Traffic wander standard deviation (in.)	10
Design lane width (ft)	12

Axle Configuration	
Average axle width (ft)	8.5
Dual tire spacing (in.)	12
Tire pressure (psi)	120

Average Axle Spacing	
Tandem axle spacing (in.)	51.6
Tridem axle spacing (in.)	49.2
Quad axle spacing (in.)	49.2

Wheelbase does not apply

Number of Axles per Truck

Vehicle Class	Single Axle	Tandem Axle	Tridem Axle	Quad Axle
Class 4	1.62	0.39	0	0
Class 5	2	0	0	0
Class 6	1.02	0.99	0	0
Class 7	1	0.26	0.83	0
Class 8	2.38	0.67	0	0
Class 9	1.13	1.93	0	0
Class 10	1.19	1.09	0.89	0
Class 11	4.29	0.26	0.06	0
Class 12	3.52	1.14	0.06	0
Class 13	2.15	2.13	0.35	0

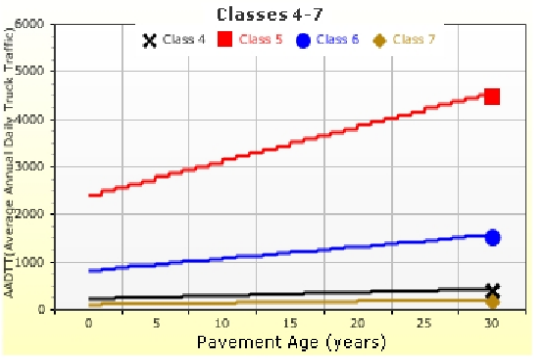
EDUCATIONAL VERSION

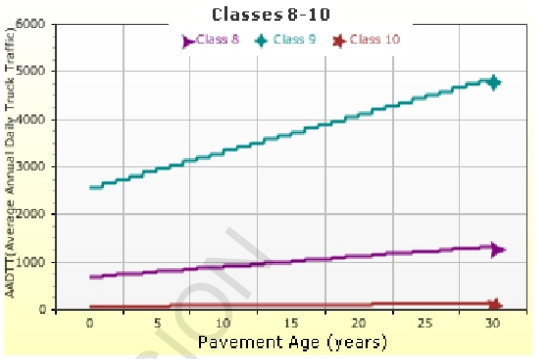
EBHP-20_11%

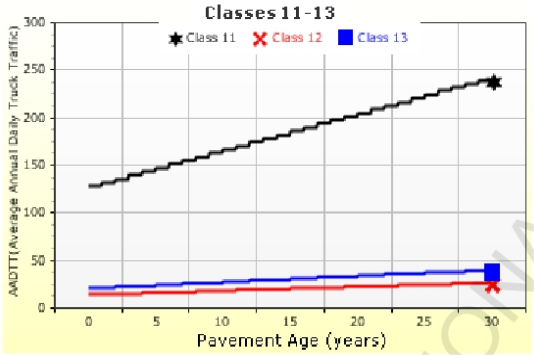
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

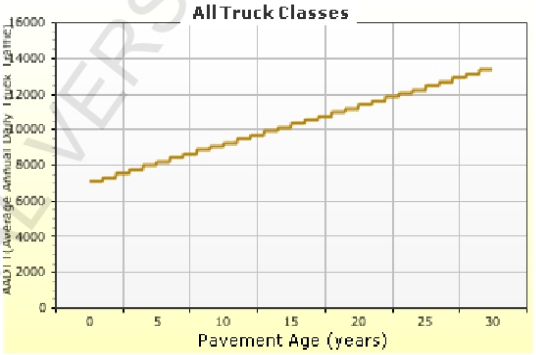
AADTT (Average Annual Daily Truck Traffic) Growth

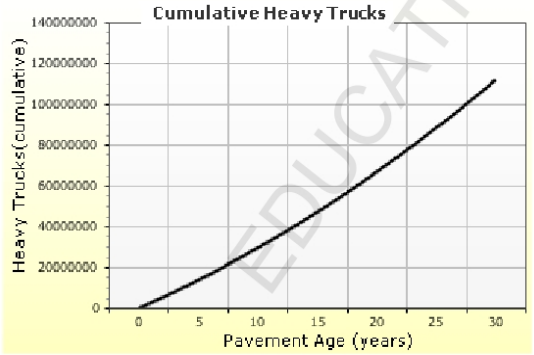
*** Traffic cap is not enforced**











EDUCATIONAL VERSION

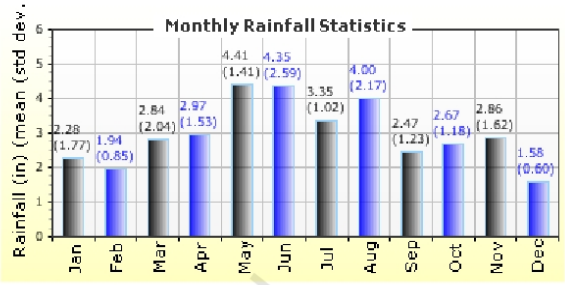
EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Climate Inputs

Climate Data Sources:

Climate Station Cities:	Location (lat lon elevation(ft))
CHAMPAIGN/URBANA,	40.04000 -88.27800 740

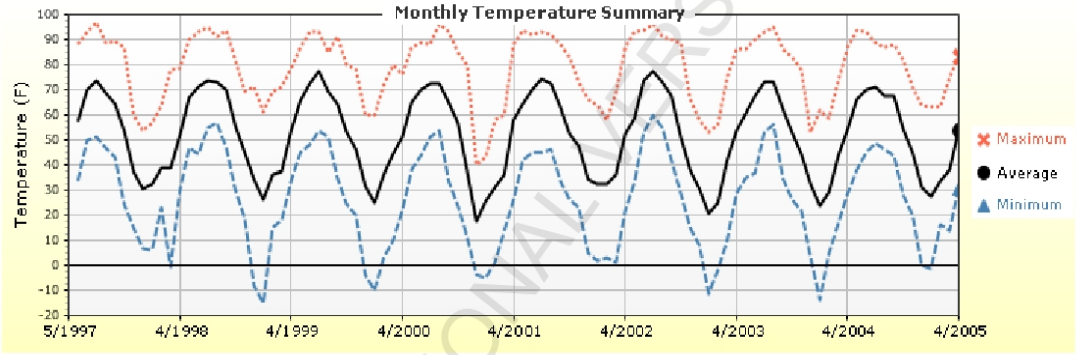


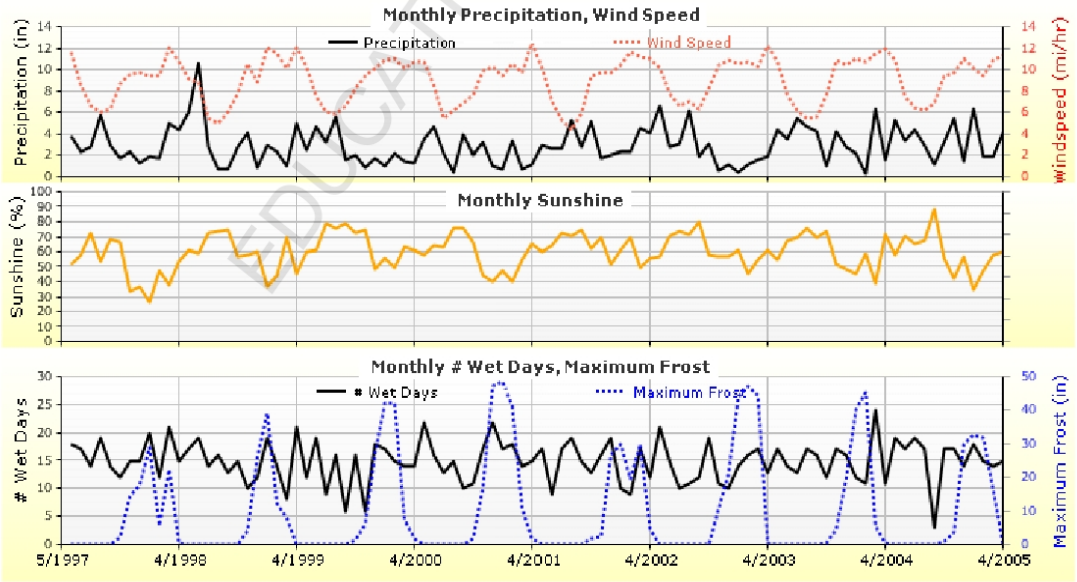
Annual Statistics:

Mean annual air temperature (°F)	52.12
Mean annual precipitation (in.)	35.71
Freezing index (°F - days)	603.56
Average annual number of freeze/thaw cycles:	64.48

Water table depth (ft) 10.00

Monthly Climate Summary:



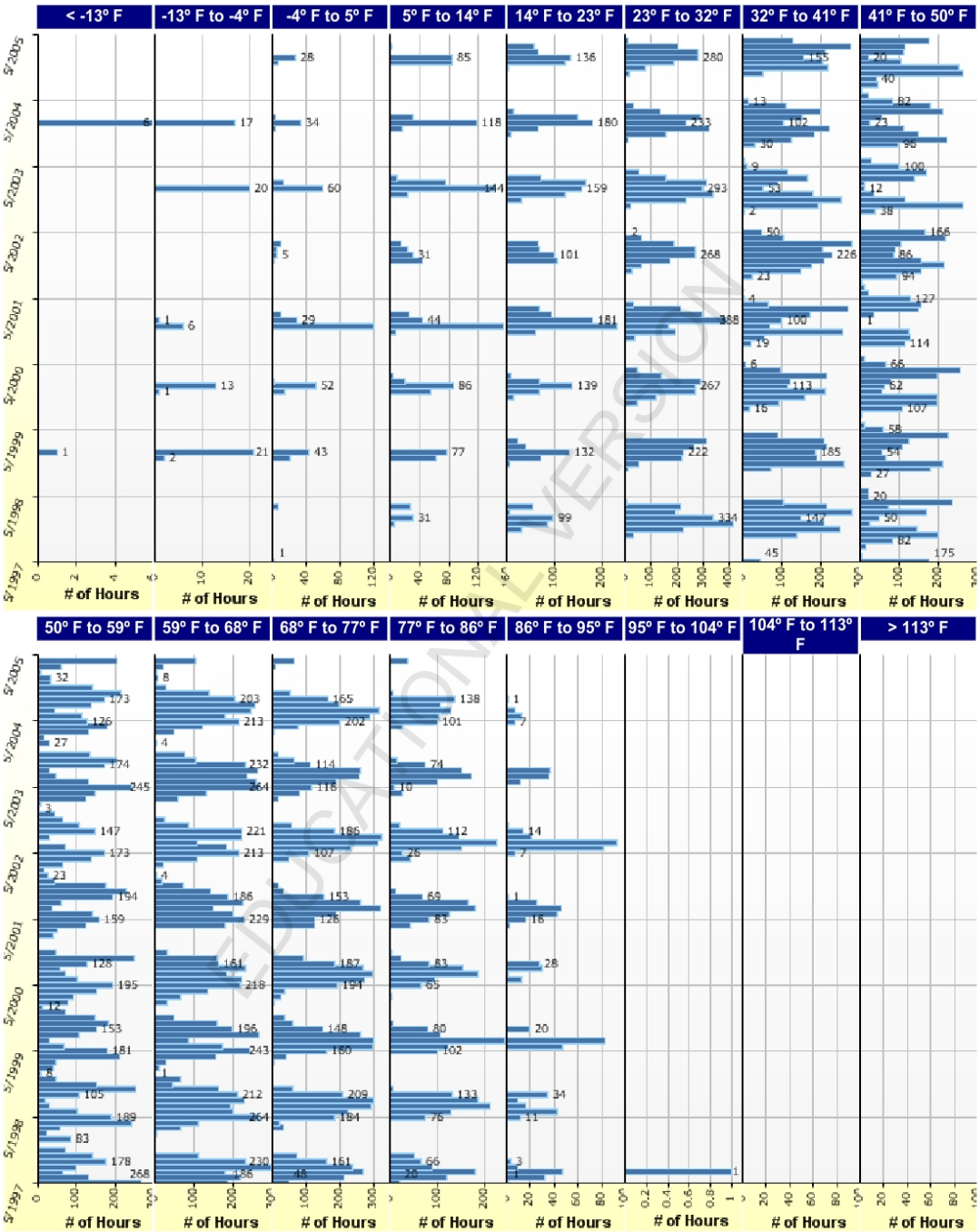


EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Hourly Air Temperature Distribution by Month:



EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Design Properties

HMA Design Properties

Using G* based model (not nationally calibrated)	False
Is NCHRP 1-37A HMA Rutting Model Coefficients	True
Endurance Limit	-
Use Reflective Cracking	True

Structure - ICM Properties	
AC surface shortwave absorptivity	0.85

Layer Name	Layer Type	Interface Friction
Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete	Flexible (1)	1.00
Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete	Flexible (1)	1.00
Layer 3 Non-stabilized Base : Crushed stone	Non-stabilized Base (4)	1.00
Layer 4 Subgrade : A-1-a	Subgrade (5)	-

EDUCATIONAL VERSION

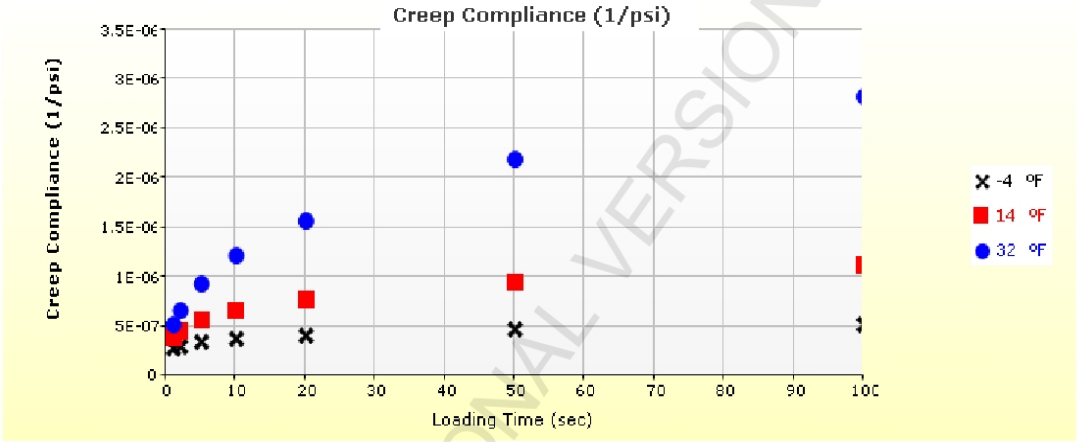
EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Thermal Cracking (Input Level: 3)

Indirect tensile strength at 14 ºF (psi)	480.56
Thermal Contraction	
Is thermal contraction calculated?	True
Mix coefficient of thermal contraction (in./in./ºF)	-
Aggregate coefficient of thermal contraction (in./in./ºF)	5.0e-006
Voids in Mineral Aggregate (%)	14.2

	Creep Compliance (1/psi)		
Loading time (sec)	**-4 ºF**	**14 ºF**	**32 ºF**
1	2.87e-007	4.06e-007	5.30e-007
2	3.14e-007	4.74e-007	6.82e-007
5	3.54e-007	5.81e-007	9.52e-007
10	3.88e-007	6.77e-007	1.23e-006
20	4.25e-007	7.90e-007	1.58e-006
50	4.80e-007	9.69e-007	2.20e-006
100	5.25e-007	1.13e-006	2.84e-006

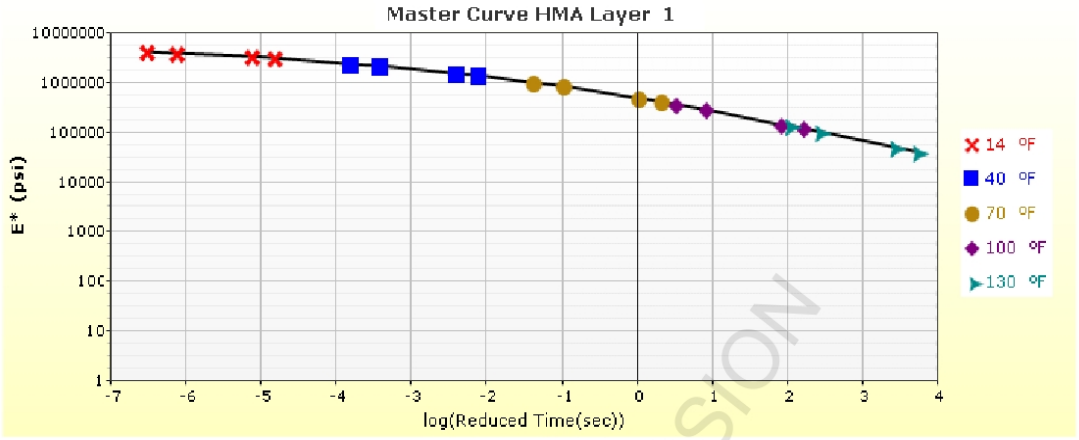


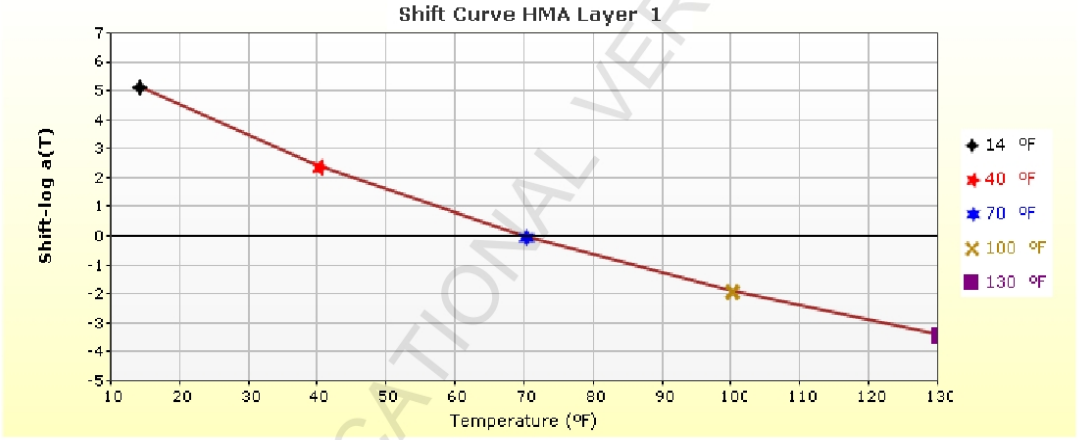
EDUCATIONAL VERSION

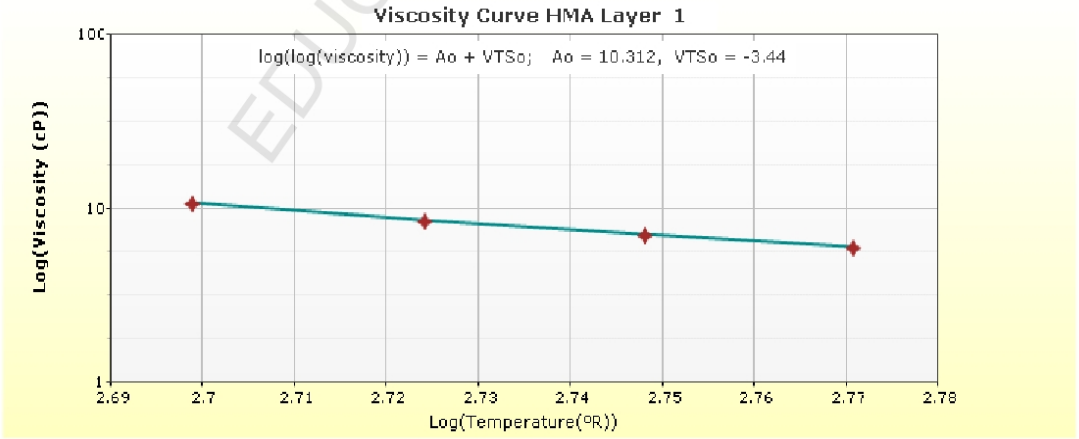
EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

HMA Layer 1: Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete





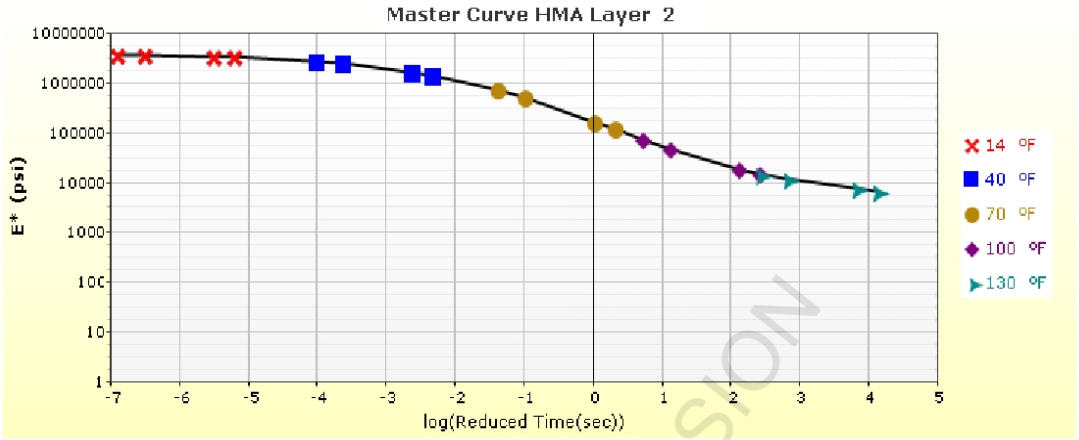


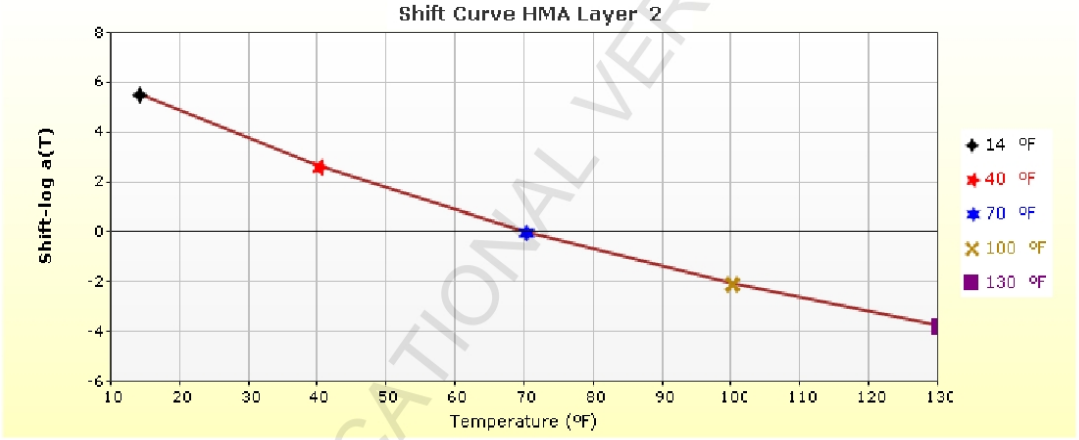
EDUCATIONAL VERSION

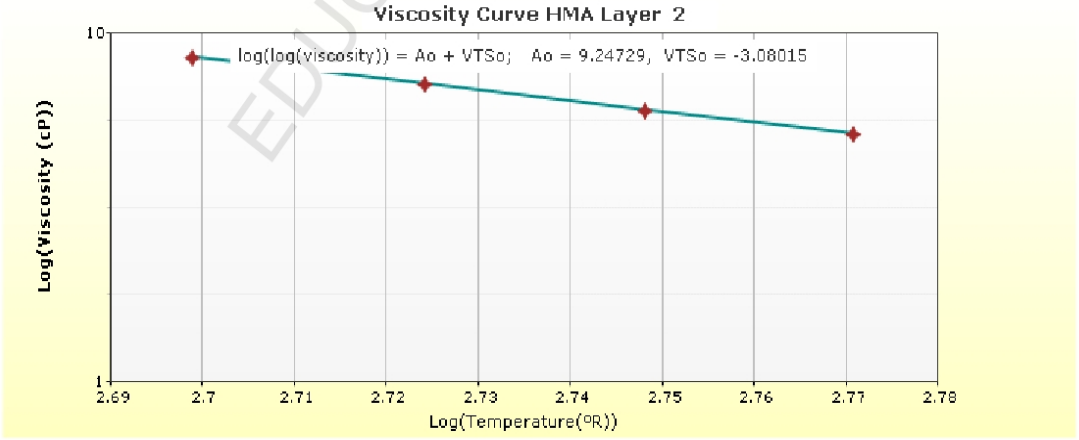
EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

HMA Layer 2: Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete





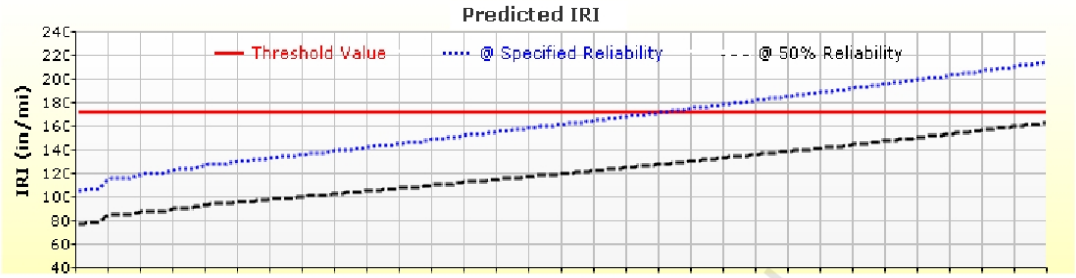


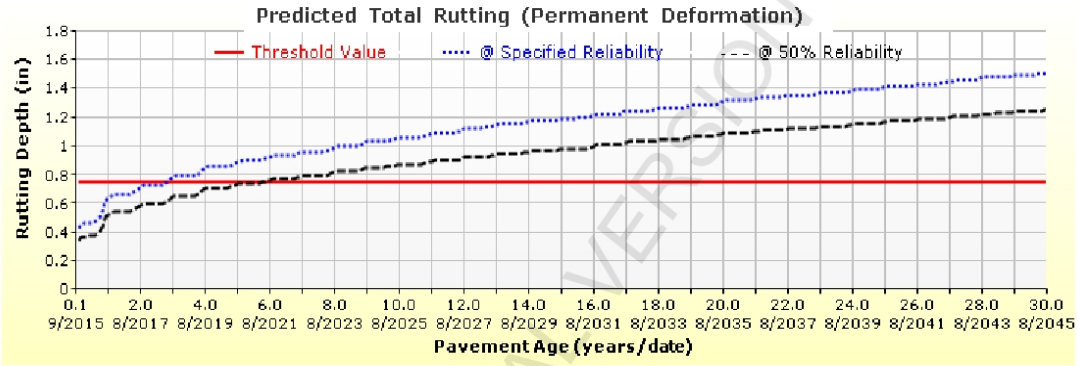
EDUCATIONAL VERSION

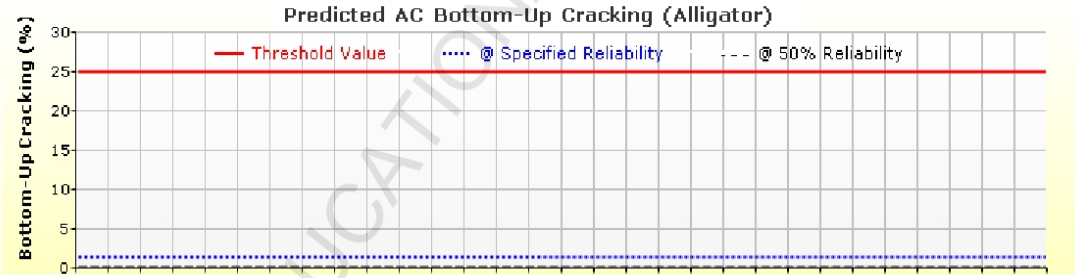
EBHP-20_11%

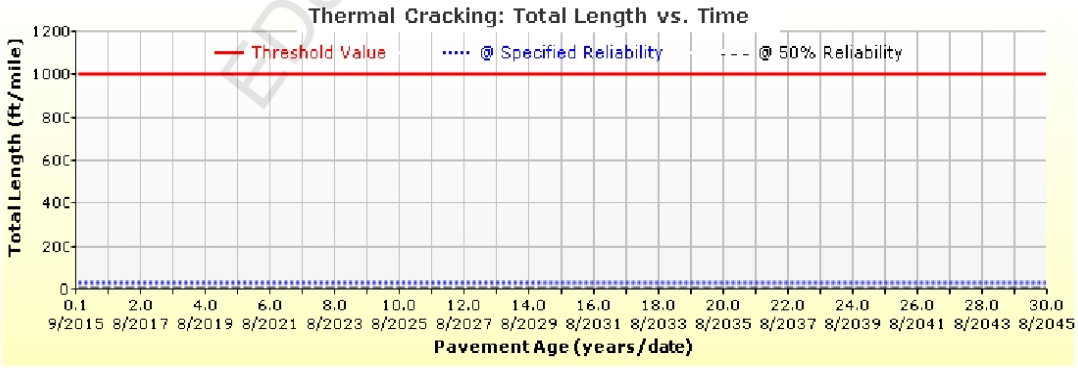
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Analysis Output Charts





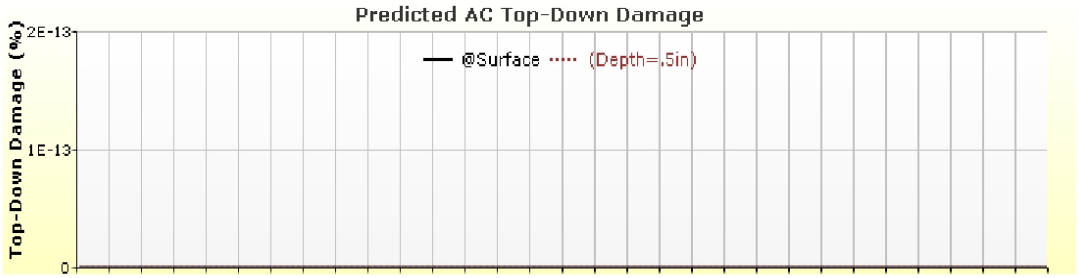


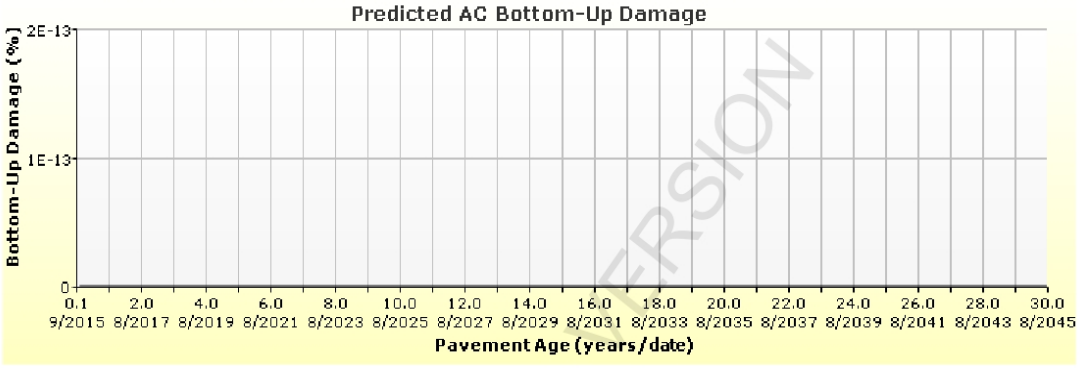


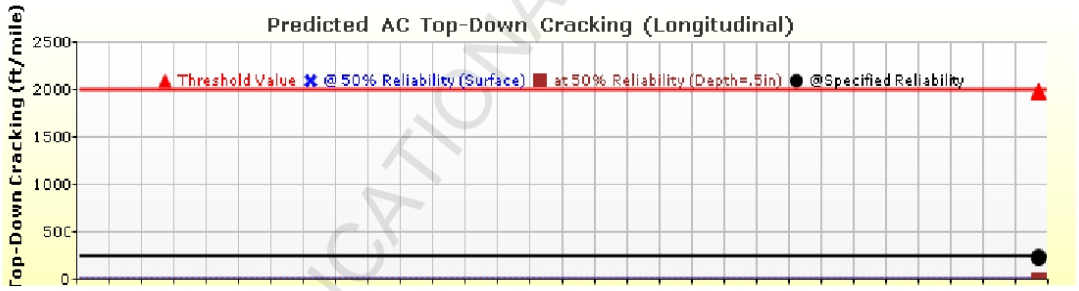
EDUCATIONAL VERSION

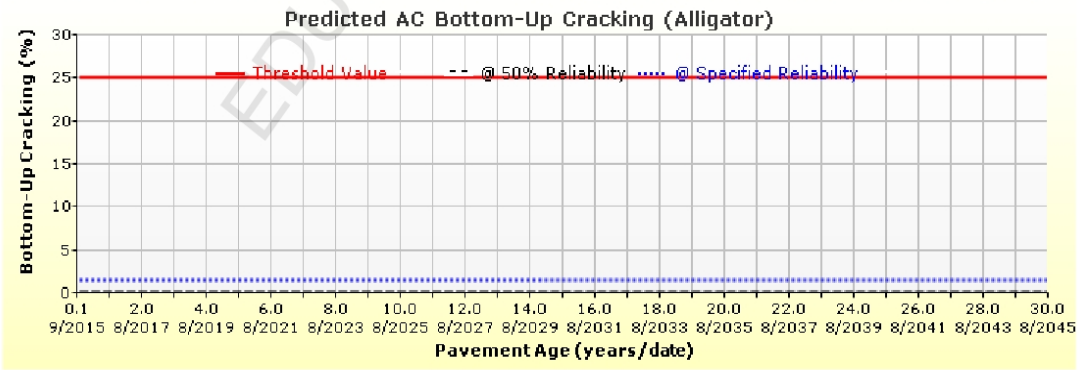
EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx





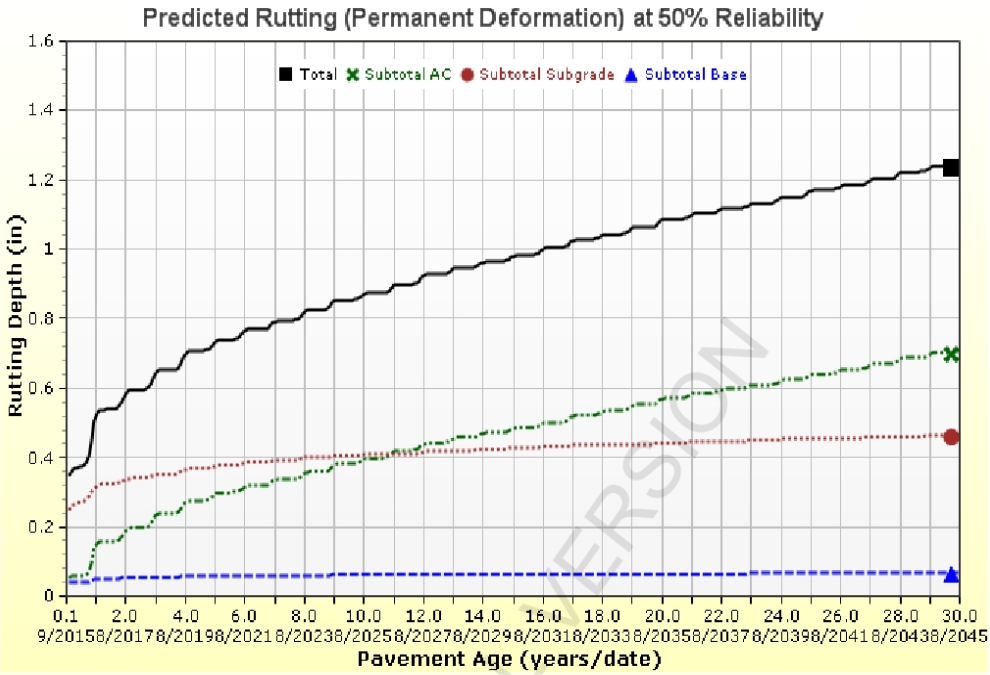




EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

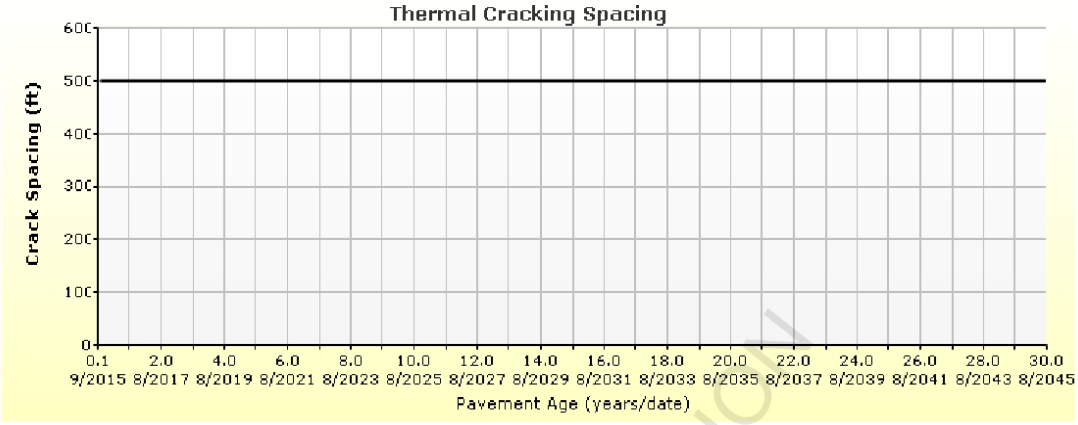
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

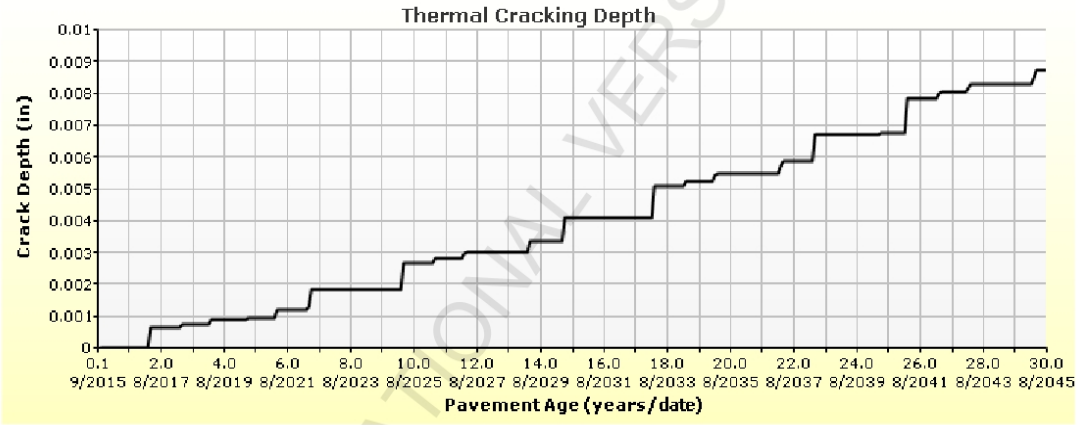


EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

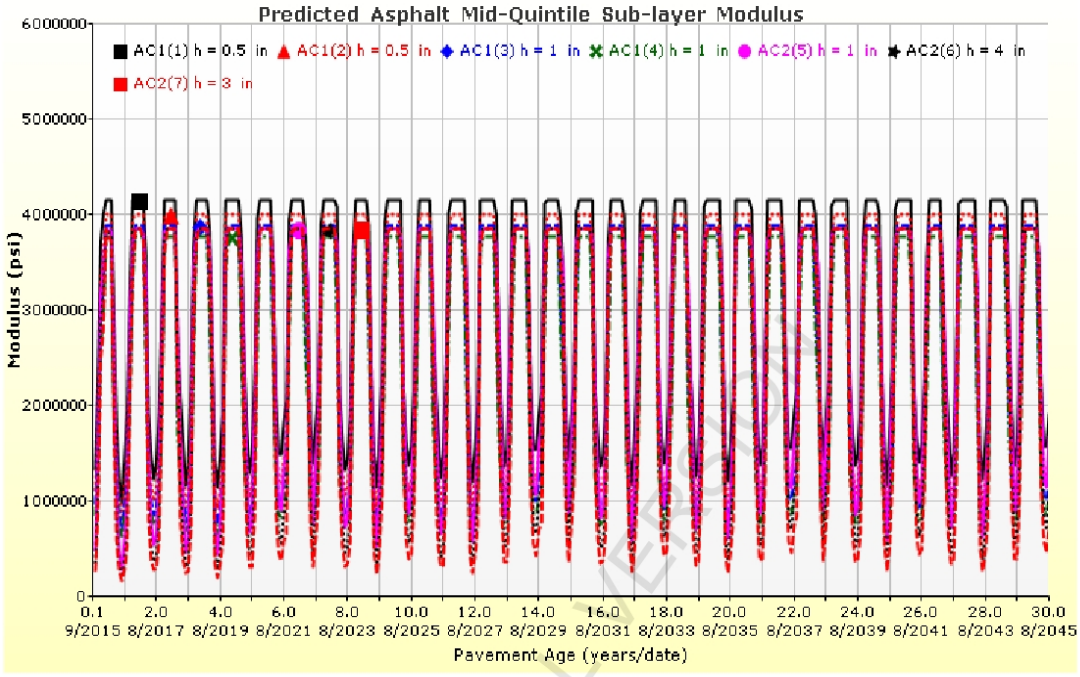


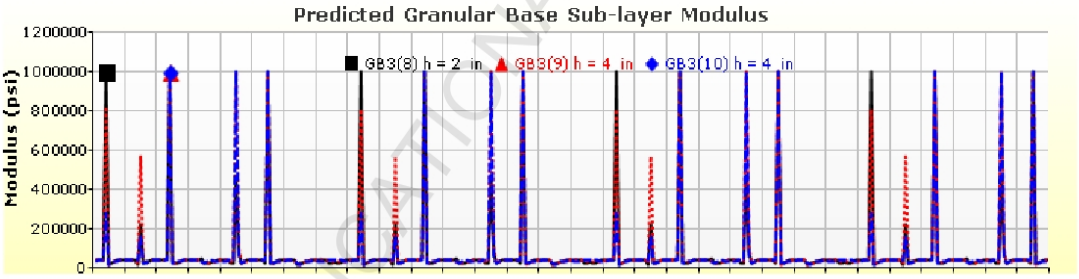


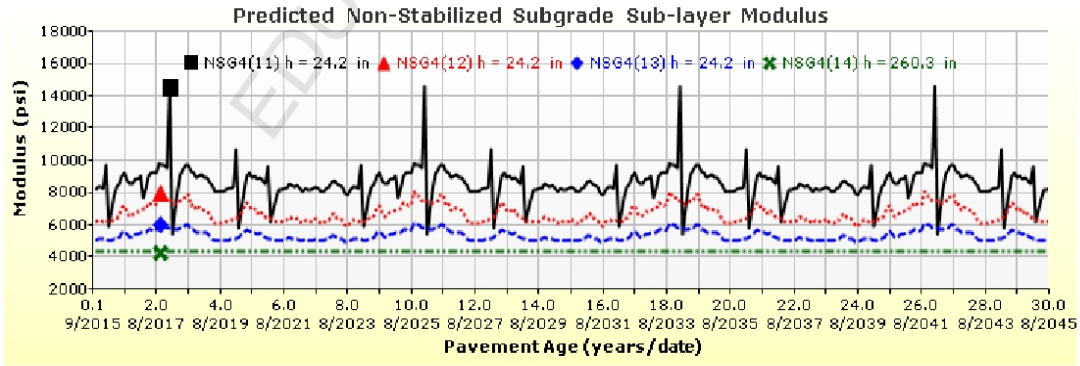
EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx







EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Layer Information

Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete

Asphalt		
Thickness (in.)	3.0	
Unit weight (pcf)	150.0	
Poisson's ratio	Is Calculated?	False
	Ratio	0.35
	Parameter A	-
	Parameter B	-

Asphalt Dynamic Modulus (Input Level: 3)

Gradation	Percent Passing
3/4-inch sieve	100
3/8-inch sieve	77
No.4 sieve	60
No.200 sieve	6

Asphalt Binder

Parameter	Value
Grade	Superpave Performance Grade
Binder Type	64-28
A	10.312
VTS	-3.44

General Info

Name	Value
Reference temperature (°F)	70
Effective binder content (%)	9.7
Air voids (%)	4.5
Thermal conductivity (BTU/hr-ft-°F)	0.67
Heat capacity (BTU/lb-°F)	0.23

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Default asphalt concrete
Description of object	
Author	
Date Created	10/30/2010 1:00:00 AM
Approver	
Date approved	10/30/2010 1:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete

Asphalt		
Thickness (in.)	8.0	
Unit weight (pcf)	150.0	
Poisson's ratio	Is Calculated?	False
	Ratio	0.35
	Parameter A	-
	Parameter B	-

Asphalt Dynamic Modulus (Input Level: 1)

T (°F)	0.1 Hz	1 Hz	10 Hz	25 Hz
14	2730769.816	3437828.603	4033643.475	4240757.31
40	748974.6828	1500269.969	2339168.026	2655495.249
70	56709.7407	194785.6311	553028.7501	783348.6177
130	7251.885	7396.9227	9572.4882	13778.5815

Asphalt Binder

Temperature (°F)	Binder Gstar (Pa)	Phase angle (deg)
136	1041.235	86
147	503.3	87
155	365.8	88

General Info

Name	Value
Reference temperature (°F)	70
Effective binder content (%)	11.6
Air voids (%)	7
Thermal conductivity (BTU/hr-ft-°F)	0.67
Heat capacity (BTU/lb-°F)	0.23

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Default asphalt concrete
Description of object	
Author	
Date Created	10/30/2010 1:00:00 AM
Approver	
Date approved	10/30/2010 1:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Layer 3 Non-stabilized Base : Crushed stone

Unbound	
Layer thickness (in.)	10.0
Poisson's ratio	0.35
Coefficient of lateral earth pressure (k0)	0.5

Modulus (Input Level: 3)

Analysis Type:	Modify input values by temperature/moisture
Method:	Resilient Modulus (psi)

Resilient Modulus (psi)
30000.0

Use Correction factor for NDT modulus?	-
NDT Correction Factor:	-

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Crushed stone
Description of object	Default material
Author	AASHTO
Date Created	1/1/2011 12:00:00 AM
Approver	
Date approved	1/1/2011 12:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

Sieve

Liquid Limit	6.0
Plasticity Index	1.0
Is layer compacted?	False

	Is User Defined?	Value
Maximum dry unit weight (pcf)	False	127.2
Saturated hydraulic conductivity (ft/hr)	False	5.054e-02
Specific gravity of solids	False	2.7
Optimum gravimetric water content (%)	False	7.4

User-defined Soil Water Characteristic Curve (SWCC)	
Is User Defined?	False
af	7.2555
bf	1.3328
cf	0.8242
hr	117.4000

Sieve Size	% Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8-in.	57.2
1/2-in.	63.1
3/4-in.	72.7
1-in.	78.8
1 1/2-in.	85.8
2-in.	91.6
2 1/2-in.	
3-in.	
3 1/2-in.	97.6

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Layer 4 Subgrade : A-1-a

Unbound	
Layer thickness (in.)	Semi-infinite
Poisson's ratio	0.35
Coefficient of lateral earth pressure (k0)	0.5

Modulus (Input Level: 2)

Analysis Type:	Modify input values by temperature/moisture
Method:	Resilient Modulus (psi)

Resilient Modulus (psi)
8000.0

Use Correction factor for NDT modulus?	-
NDT Correction Factor:	-

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	A-1-a
Description of object	Default Material
Author	AASHTO
Date Created	1/1/2011 12:00:00 AM
Approver	
Date approved	1/1/2011 12:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

Sieve

Liquid Limit	6.0
Plasticity Index	1.0
Is layer compacted?	False

	Is User Defined?	Value
Maximum dry unit weight (pcf)	False	127.2
Saturated hydraulic conductivity (ft/hr)	False	5.054e-02
Specific gravity of solids	False	2.7
Optimum gravimetric water content (%)	False	7.4

User-defined Soil Water Characteristic Curve (SWCC)	
Is User Defined?	False
af	7.2555
bf	1.3328
cf	0.8242
hr	117.4000

Sieve Size	% Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8-in.	57.2
1/2-in.	63.1
3/4-in.	72.7
1-in.	78.8
1 1/2-in.	85.8
2-in.	91.6
2 1/2-in.	
3-in.	
3 1/2-in.	97.6

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Calibration Coefficients

AC Fatigue

$$N_f = 0.00432 * C * \beta_{f1} k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2 \beta_{f2}} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3 \beta_{f3}}$$

$$C = 10^M$$

$$M = 4.84\left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.69\right)$$

k1: 0.007566
k2: 11.62
k3: 1.281
Bf1: 1
Bf2: 1
Bf3: 1

AC Rutting

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_z \beta_{r1} 10^{k_1} T^{k_2 \beta_{r2}} N^{k_3 \beta_{r3}}$$

$$k_z = (C_1 + C_2 * depth) * 0.328196^{depth}$$

$$C_1 = -0.1039 * H_{ac}^2 + 2.4868 * H_{ac} - 17.342$$

$$C_2 = 0.0172 * H_{ac}^2 - 1.7331 * H_{ac} + 27.428$$

Where:

$H_{ac} = total\ AC\ thickness(in)$

$\varepsilon_p = plastic\ strain\left(^{in}/_{in}\right)$

$\varepsilon_r = resilient\ strain\left(^{in}/_{in}\right)$

$T = layer\ temperature(^{\circ}F)$

$N = number\ of\ load\ repetitions$

K1: -3.35412	K2: 1.5606	K3: 0.4791
Br2: 1	Br3: 1	Br1: 1

AC Rutting Standard Deviation

0.24*Pow(RUT,0.8026)+0.001

Thermal Fracture

$$C_f = 400 * N\left(\frac{\log C / h_{ac}}{\sigma}\right)$$

$$\Delta C = (k * \beta t)^{n+1} * A * \Delta K^n$$

$$A = 10^{(4.389 - 2.52 * \log(E * \sigma_m * n))}$$

$C_f = observed\ amount\ of\ thermal\ cracking(ft/500ft)$
$k = refression\ coefficient\ determined\ through\ field\ calibration$
$N() = standard\ normal\ distribution\ evaluated\ at()$
$\sigma = standard\ deviation\ of\ the\ log\ of\ the\ depth\ of\ cracks\ in\ the\ pavments$
$C = crack\ depth(in)$
$h_{ac} = thickness\ of\ asphalt\ layer(in)$
$\Delta C = Change\ in\ the\ crack\ depth\ due\ to\ a\ cooling\ cycle$
$\Delta K = Change\ in\ the\ stress\ intensity\ factor\ due\ to\ a\ cooling\ cycle$
$A, n = Fracture\ parameters\ for\ the\ asphalt\ mixture$
$E = mixture\ stiffness$
$\sigma_M = Undamaged\ mixture\ tensile\ strength$
$\beta_t = Calibration\ parameter$

Level 1 K: 1.5	Level 1 Standard Deviation: 0.1468 * THERMAL + 65.027
Level 2 K: 0.5	Level 2 Standard Deviation: 0.2841 *THERMAL + 55.462
Level 3 K: 1.5	Level 3 Standard Deviation: 0.3972 * THERMAL + 20.422

CSM Fatigue

$$N_f = 10^{\left(\frac{k_1 \beta_{c1} \left(\frac{\sigma_s}{M_r}\right)}{k_2 \beta_{c2}}\right)}$$

$N_f = number\ of\ repetitions\ to\ fatigue\ cracking$
$\sigma_s = Tensile\ stress(psi)$
$M_r = modulus\ of\ rupture(psi)$

k1: 1	k2: 1	Bc1: 1	Bc2:1

FINAL VERSION

EBHP-20_11%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_11%.dgpx

Subgrade Rutting			
$\delta_a(N) = \beta_{s_1} k_1 \varepsilon_v h \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \left\| e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^{\beta}} \right\|$		$\delta_a = permanent\ deformation\ for\ the\ layer$ $N = number\ of\ repetitions$ $\varepsilon_v = average\ veritcal\ strain(in/in)$ $\varepsilon_0, \beta, \rho = material\ properties$ $\varepsilon_r = resilient\ strain(in/in)$	
Granular		**Fine**	
k1: 2.03	Bs1: 1	k1: 1.35	Bs1: 1
Standard Deviation (BASERUT) 0.1477*Pow(BASERUT,0.6711)+0.001		Standard Deviation (BASERUT) 0.1235*Pow(SUBRUT,0.5012)+0.001	

AC Cracking						
AC Top Down Cracking				**AC Bottom Up Cracking**		
$FC_{top} = \left(\frac{C_4}{1 + e^{(C_1 - C_2 * \log_{10}(Damage))}}\right) * 10.56$				$FC = \left(\frac{6000}{1 + e^{\left(C_1 * C_1' + C_2 * C_2' \log_{10}(D * 100)\right)}}\right) * \left(\frac{1}{60}\right)$ $C_2' = -2.40874 - 39.748 * (1 + h_{ac})^{-2.856}$ $C_1' = -2 * C_2'$		
c1: 7	c2: 3.5	c3: 0	c4: 1000	c1: 1	c2: 1	c3: 6000
AC Cracking Top Standard Deviation				**AC Cracking Bottom Standard Deviation**		
200 + 2300/(1+exp(1.072-2.1654*LOG10 (TOP+0.0001)))				1.13+13/(1+exp(7.57-15.5*LOG10 (BOTTOM+0.0001)))		

CSM Cracking				IRI Flexible Pavements			
$FC_{ctb} = C_1 + \frac{C_2}{1 + e^{C_3 - C_4(Damage)}}$				C1 - Rutting C2 - Fatigue Crack		C3 - Transverse Crack C4 - Site Factors	
C1: 1	C2: 1	C3: 0	C4: 1000	C1: 40	C2: 0.4	C3: 0.008	C4: 0.015
CSM Standard Deviation							
CTB*1							

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Design Inputs

Design Life: 30 years
Design Type: Flexible Pavement

Base construction: May, 2014
Pavement construction: June, 2015
Traffic opening: September, 2015

Climate Data Sources (Lat/Lon): 40.04, -88.278

Design Structure



Layer type	Material Type	Thickness (in.):
Flexible	Default asphalt concrete	3.0
Flexible	Default asphalt concrete	8.0
NonStabilized	Crushed stone	10.0
Subgrade	A-1-a	Semi-infinite

Volumetric at Construction:

Effective binder content (%)	9.9
Air voids (%)	2.5

Traffic

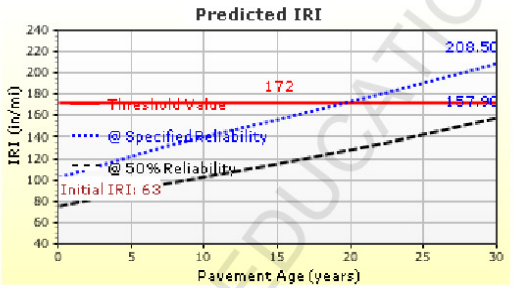
Age (year)	Heavy Trucks (cumulative)
2015 (initial)	15,000
2030 (15 years)	47,233,700
2045 (30 years)	112,034,000

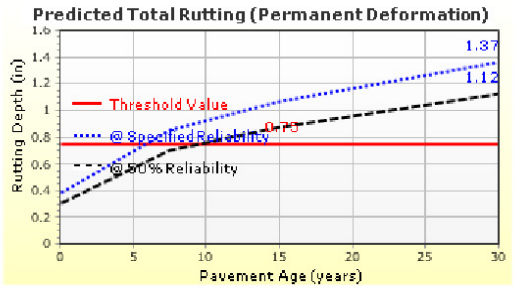
Design Outputs

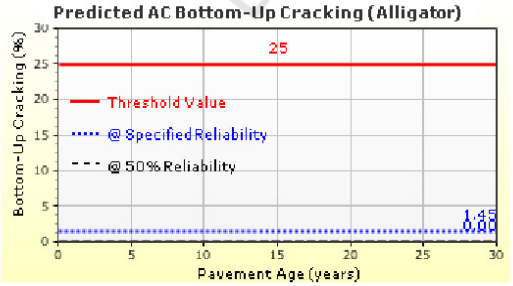
Distress Prediction Summary

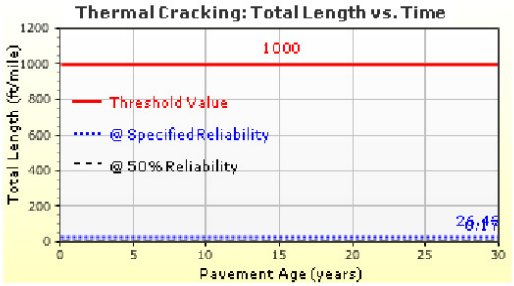
Distress Type	Distress @ Specified Reliability		Reliability (%)		Criterion Satisfied?
	Target	Predicted	Target	Achieved	
Terminal IRI (in./mile)	172.00	208.50	90.00	63.94	Fail
Permanent deformation - total pavement (in.)	0.75	1.37	90.00	2.34	Fail
AC bottom-up fatigue cracking (percent)	25.00	1.45	90.00	100.00	Pass
AC thermal cracking (ft/mile)	1000.00	26.43	90.00	100.00	Pass
AC top-down fatigue cracking (ft/mile)	2000.00	256.48	90.00	100.00	Pass
Permanent deformation - AC only (in.)	0.25	0.85	90.00	1.09	Fail

Distress Charts









EDUCATIONAL VERSION

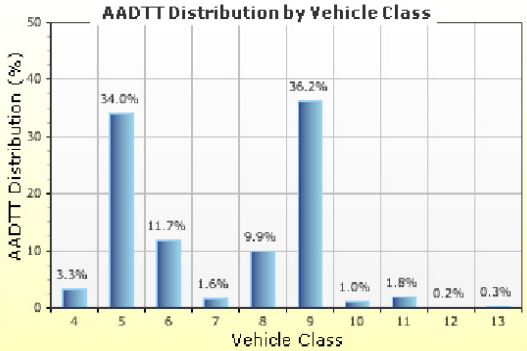
EBHP-20_15%

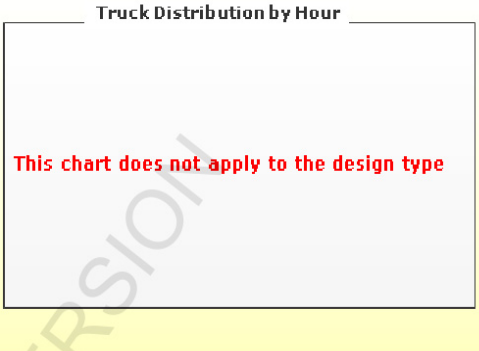
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

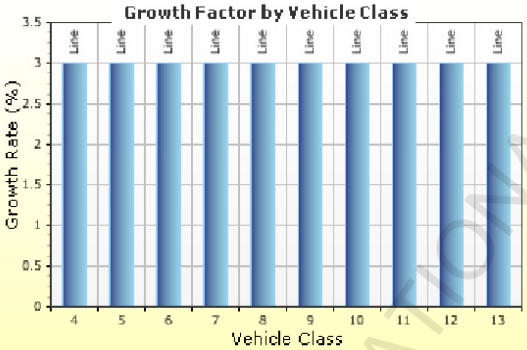
Traffic Inputs

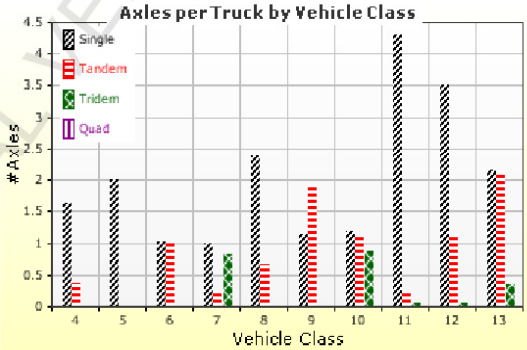
Graphical Representation of Traffic Inputs

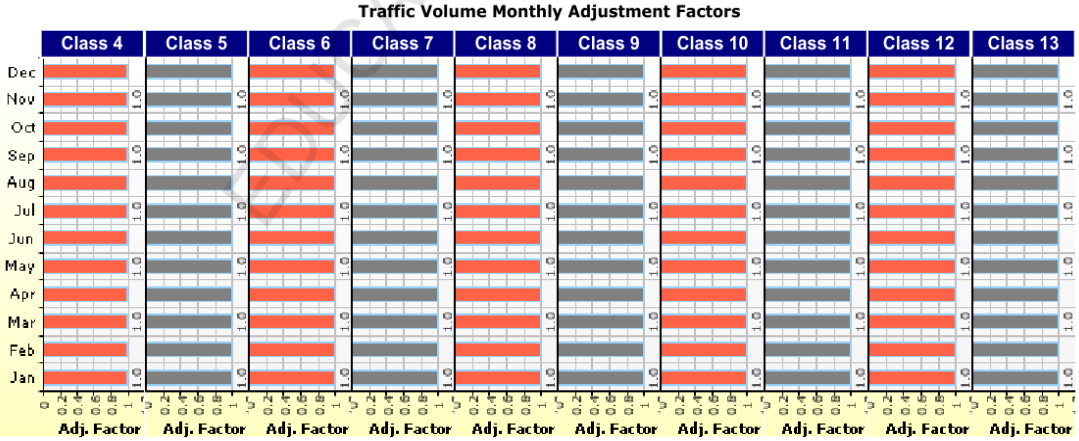
Initial two-way AADTT:	15,000	Percent of trucks in design direction (%):	50.0
Number of lanes in design direction:	2	Percent of trucks in design lane (%):	95.0
		Operational speed (mph)	60.0











EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Tabular Representation of Traffic Inputs

Volume Monthly Adjustment Factors

Level 3: Default MAF

Month	Vehicle Class									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
January	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
February	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
March	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
April	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
May	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
June	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
July	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
August	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
September	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
October	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
November	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
December	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Distributions by Vehicle Class

Vehicle Class	AADTT Distribution (%) (Level 3)	Growth Factor	
		Rate (%)	Function
Class 4	3.3%	3%	Linear
Class 5	34%	3%	Linear
Class 6	11.7%	3%	Linear
Class 7	1.6%	3%	Linear
Class 8	9.9%	3%	Linear
Class 9	36.2%	3%	Linear
Class 10	1%	3%	Linear
Class 11	1.8%	3%	Linear
Class 12	0.2%	3%	Linear
Class 13	0.3%	3%	Linear

Truck Distribution by Hour

Hour	Distribution (%)	Hour	Distribution (%)
12 AM	2.3%	12 PM	5.9%
1 AM	2.3%	1 PM	5.9%
2 AM	2.3%	2 PM	5.9%
3 AM	2.3%	3 PM	5.9%
4 AM	2.3%	4 PM	4.6%
5 AM	2.3%	5 PM	4.6%
6 AM	5%	6 PM	4.6%
7 AM	5%	7 PM	4.6%
8 AM	5%	8 PM	3.1%
9 AM	5%	9 PM	3.1%
10 AM	5.9%	10 PM	3.1%
11 AM	5.9%	11 PM	3.1%
		Total	100%

Axle Configuration

Traffic Wander	
Mean wheel location (in.)	18
Traffic wander standard deviation (in.)	10
Design lane width (ft)	12

Axle Configuration	
Average axle width (ft)	8.5
Dual tire spacing (in.)	12
Tire pressure (psi)	120

Average Axle Spacing	
Tandem axle spacing (in.)	51.6
Tridem axle spacing (in.)	49.2
Quad axle spacing (in.)	49.2

Wheelbase does not apply

Number of Axles per Truck

Vehicle Class	Single Axle	Tandem Axle	Tridem Axle	Quad Axle
Class 4	1.62	0.39	0	0
Class 5	2	0	0	0
Class 6	1.02	0.99	0	0
Class 7	1	0.26	0.83	0
Class 8	2.38	0.67	0	0
Class 9	1.13	1.93	0	0
Class 10	1.19	1.09	0.89	0
Class 11	4.29	0.26	0.06	0
Class 12	3.52	1.14	0.06	0
Class 13	2.15	2.13	0.35	0

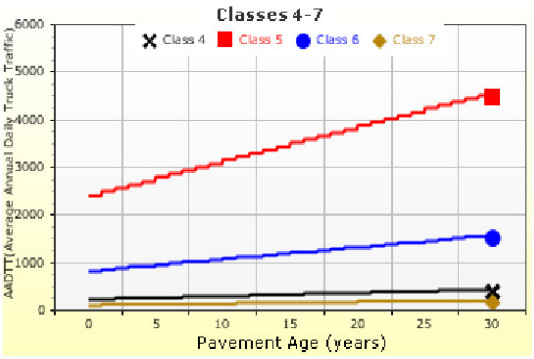
EDUCATIONAL VERSION

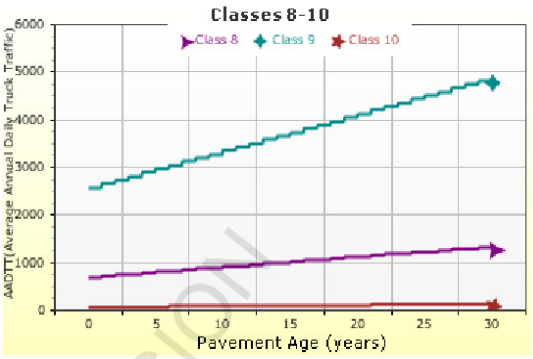
EBHP-20_15%

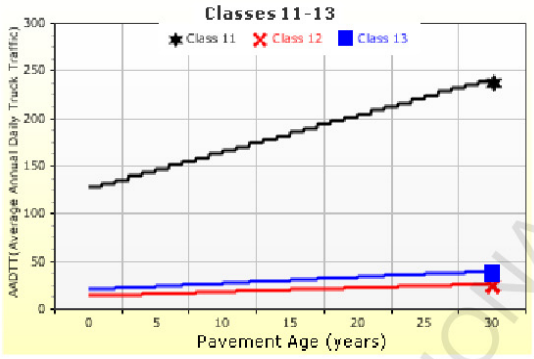
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

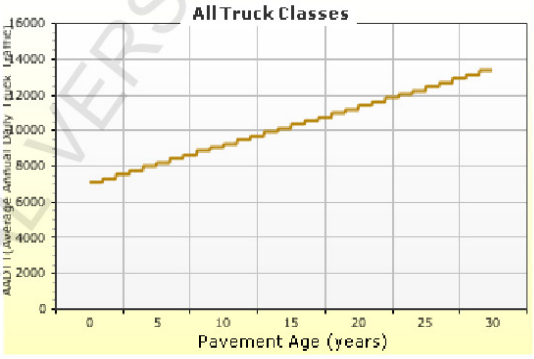
AADTT (Average Annual Daily Truck Traffic) Growth

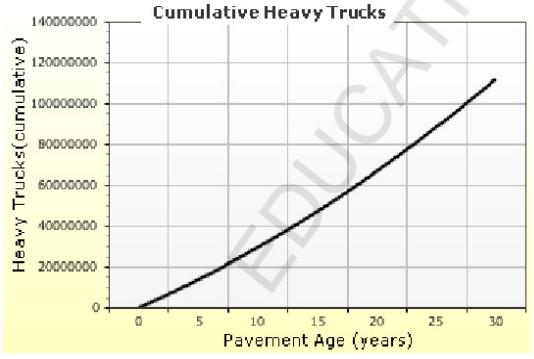
*** Traffic cap is not enforced**











EDUCATIONAL VERSION

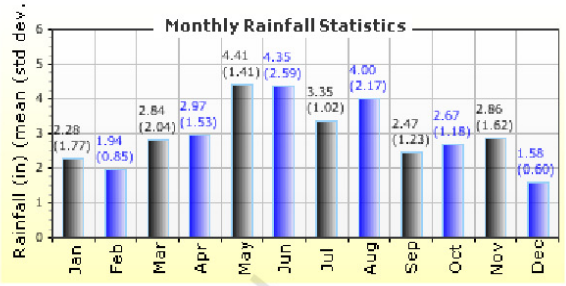
EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Climate Inputs

Climate Data Sources:

Climate Station Cities:	Location (lat lon elevation(ft))
CHAMPAIGN/URBANA,	40.04000 -88.27800 740

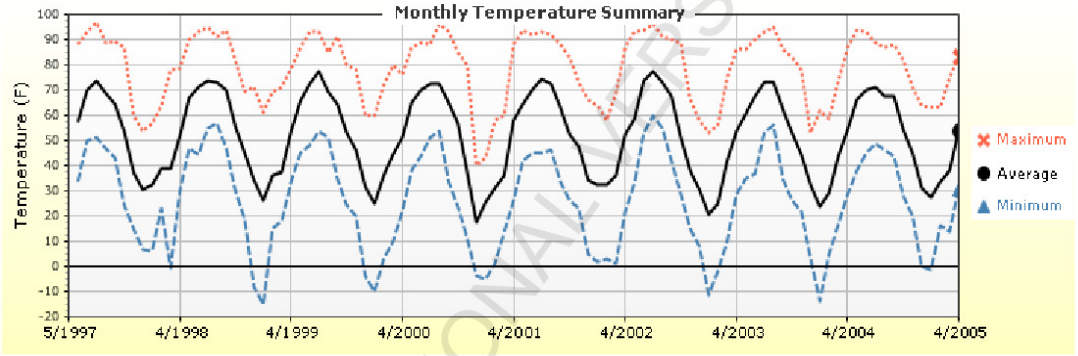


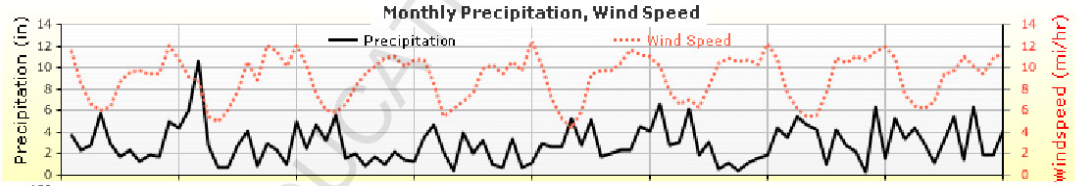
Annual Statistics:

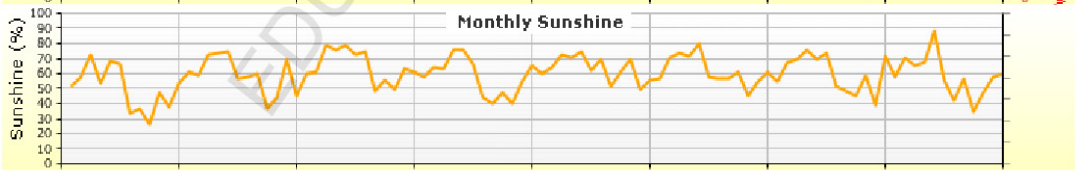
Mean annual air temperature (°F)	52.12
Mean annual precipitation (in.)	35.71
Freezing index (°F - days)	603.56
Average annual number of freeze/thaw cycles:	64.48

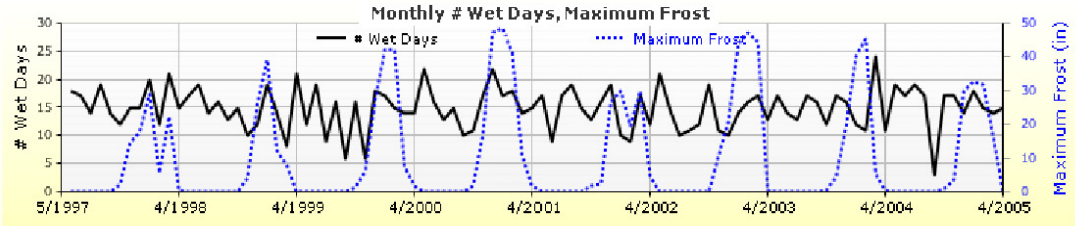
Water table depth (ft) 10.00

Monthly Climate Summary:







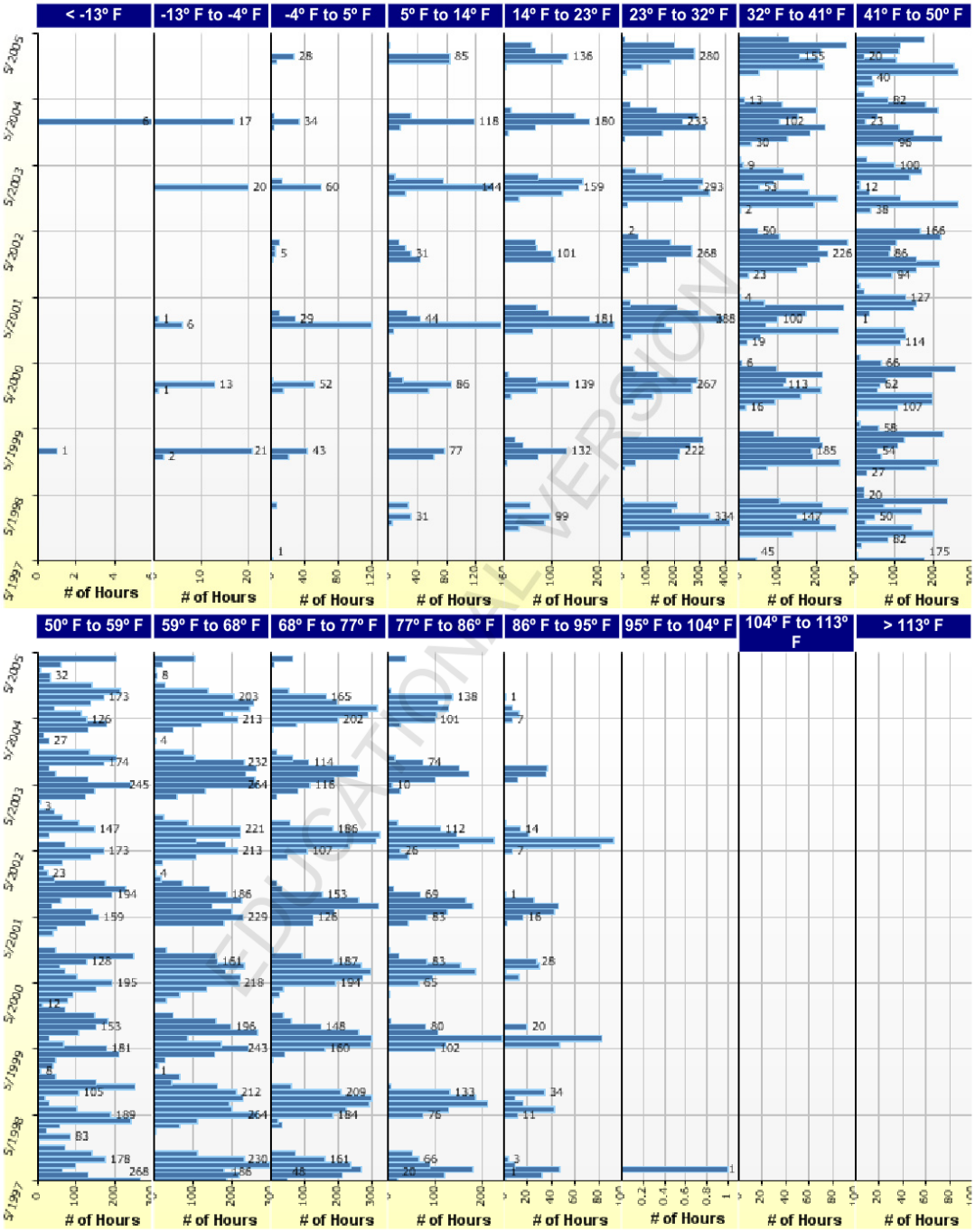


EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Hourly Air Temperature Distribution by Month:



EDUCATIONAL VERSION

Design Properties

HMA Design Properties

Using G* based model (not nationally calibrated)	False
Is NCHRP 1-37A HMA Rutting Model Coefficients	True
Endurance Limit	-
Use Reflective Cracking	True

Structure - ICM Properties	
AC surface shortwave absorptivity	0.85

Layer Name	Layer Type	Interface Friction
Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete	Flexible (1)	1.00
Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete	Flexible (1)	1.00
Layer 3 Non-stabilized Base : Crushed stone	Non-stabilized Base (4)	1.00
Layer 4 Subgrade : A-1-a	Subgrade (5)	-

EDUCATIONAL VERSION

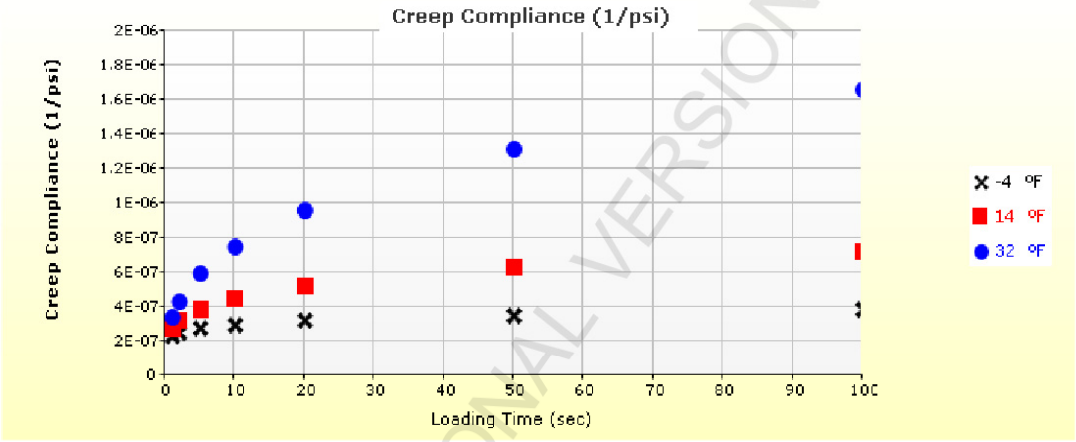
EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Thermal Cracking (Input Level: 3)

Indirect tensile strength at 14 °F (psi)	468.53
Thermal Contraction	
Is thermal contraction calculated?	True
Mix coefficient of thermal contraction (in./in./°F)	-
Aggregate coefficient of thermal contraction (in./in./°F)	5.0e-006
Voids in Mineral Aggregate (%)	12.4

	Creep Compliance (1/psi)		
Loading time (sec)	**-4 °F**	**14 °F**	**32 °F**
1	2.37e-007	2.87e-007	3.48e-007
2	2.55e-007	3.31e-007	4.41e-007
5	2.82e-007	3.98e-007	6.02e-007
10	3.05e-007	4.59e-007	7.62e-007
20	3.29e-007	5.28e-007	9.65e-007
50	3.63e-007	6.37e-007	1.32e-006
100	3.92e-007	7.33e-007	1.67e-006

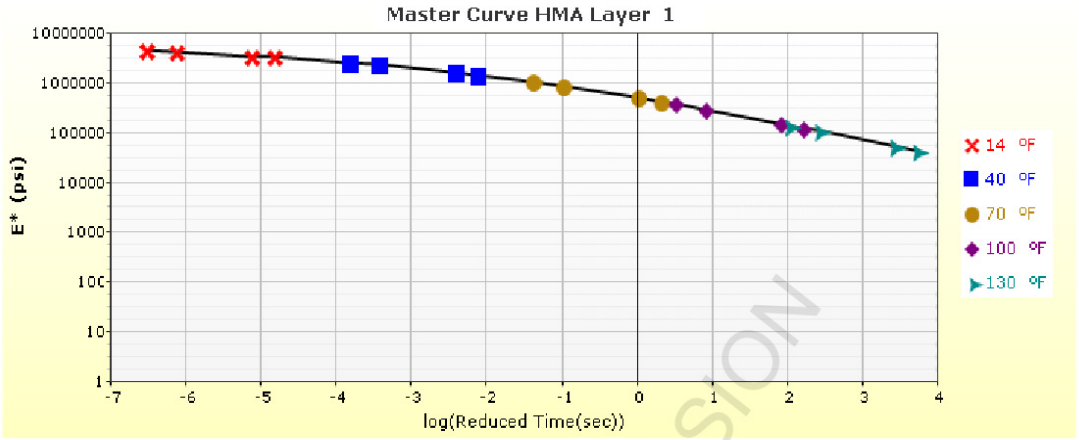


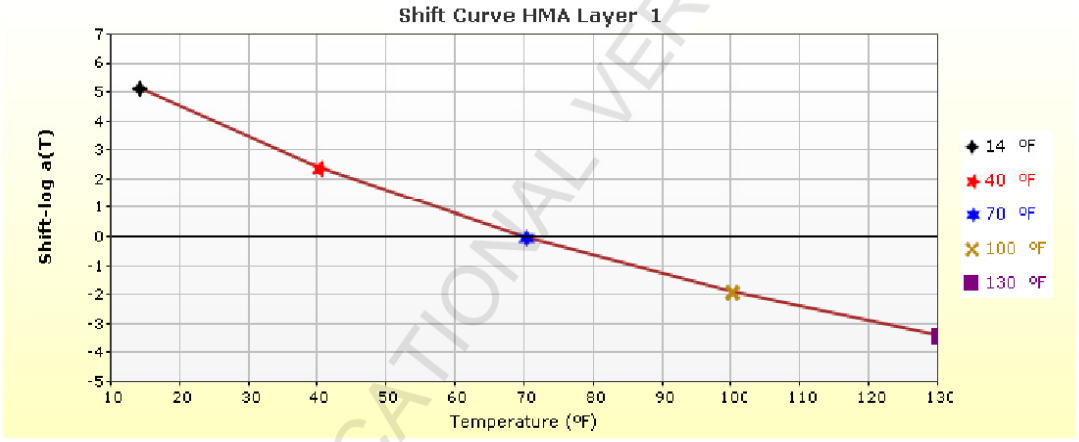
EDUCATIONAL VERSION

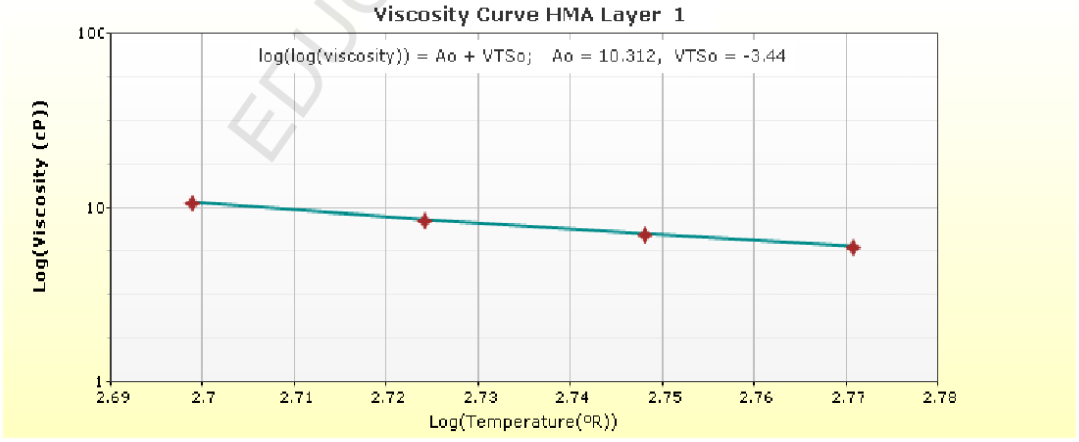
EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

HMA Layer 1: Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete





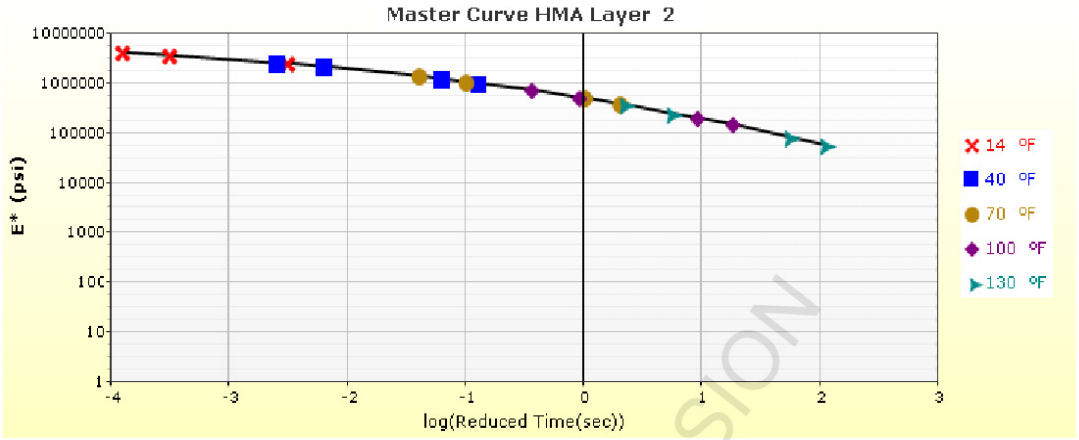


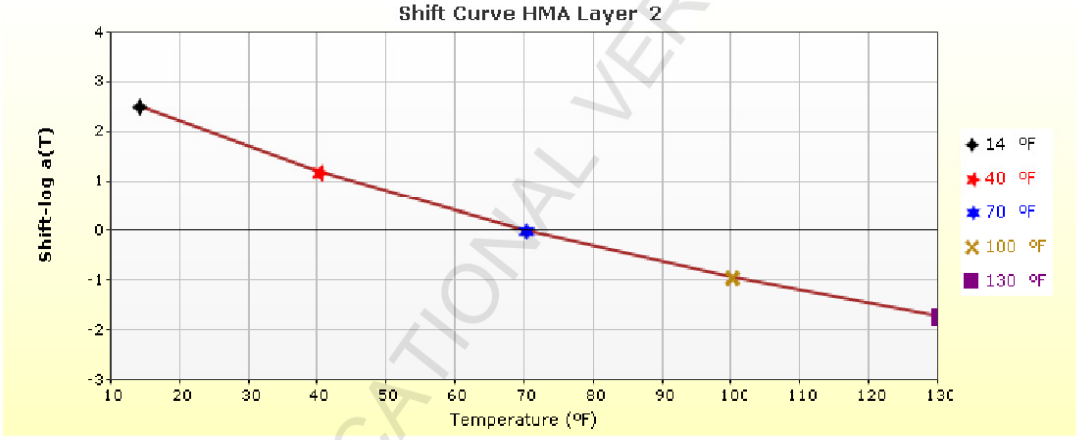
EDUCATIONAL VERSION

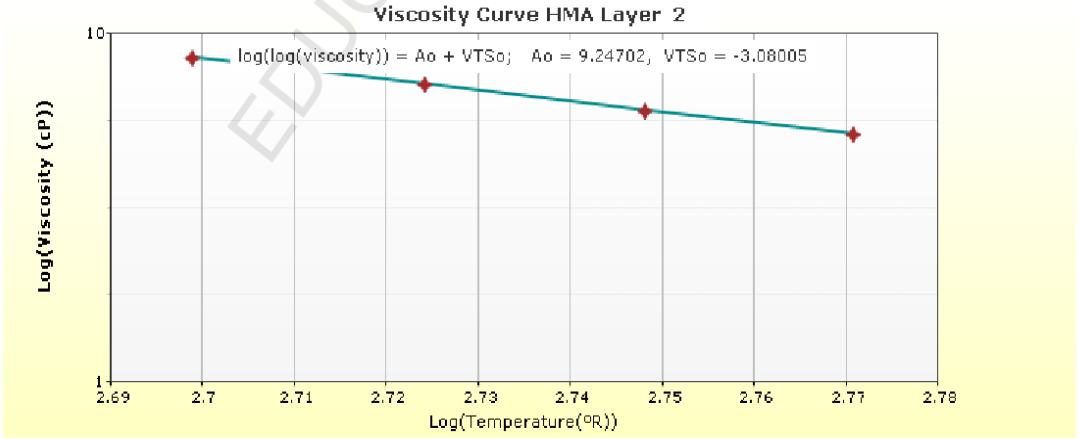
EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

HMA Layer 2: Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete





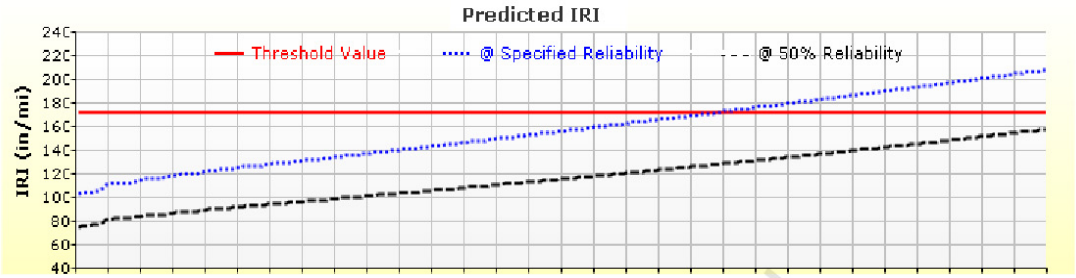


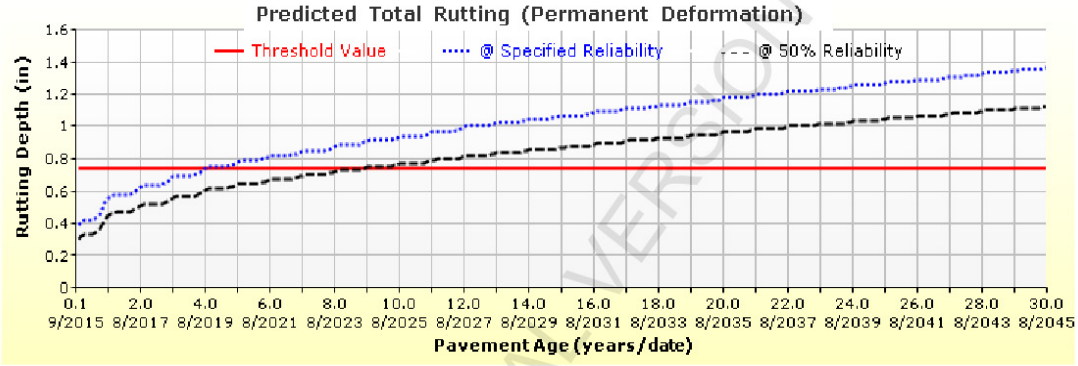
EDUCATIONAL VERSION

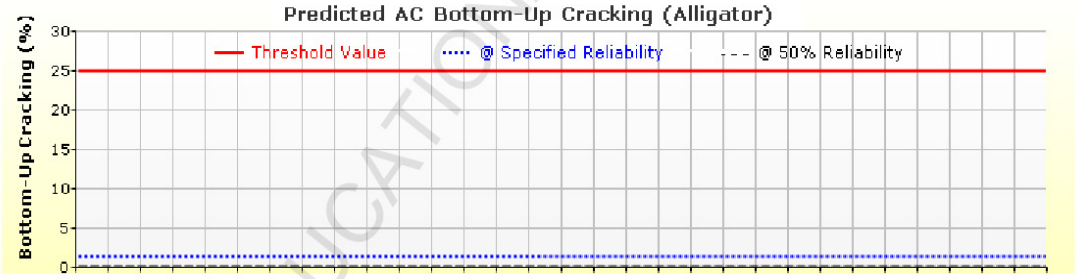
EBHP-20_15%

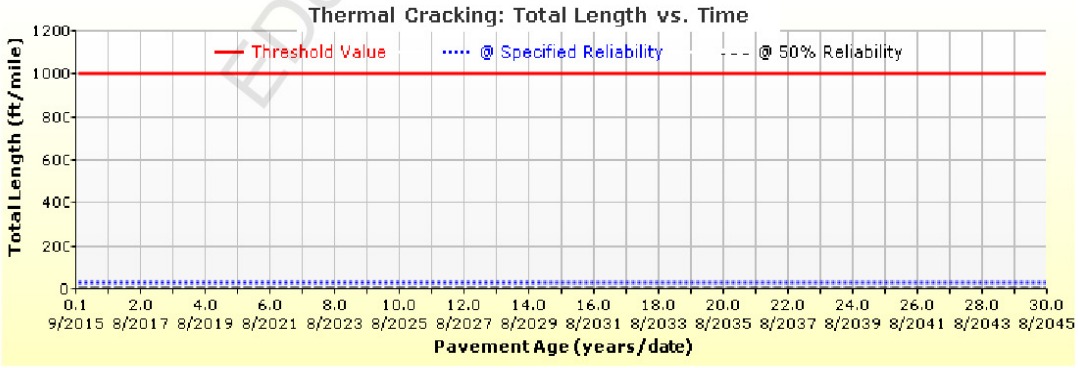
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Analysis Output Charts





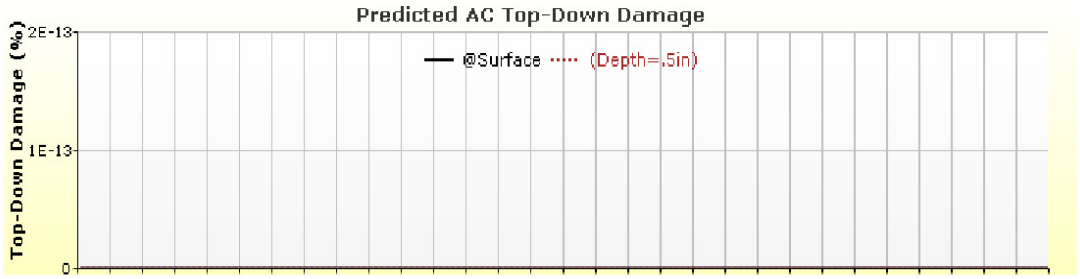


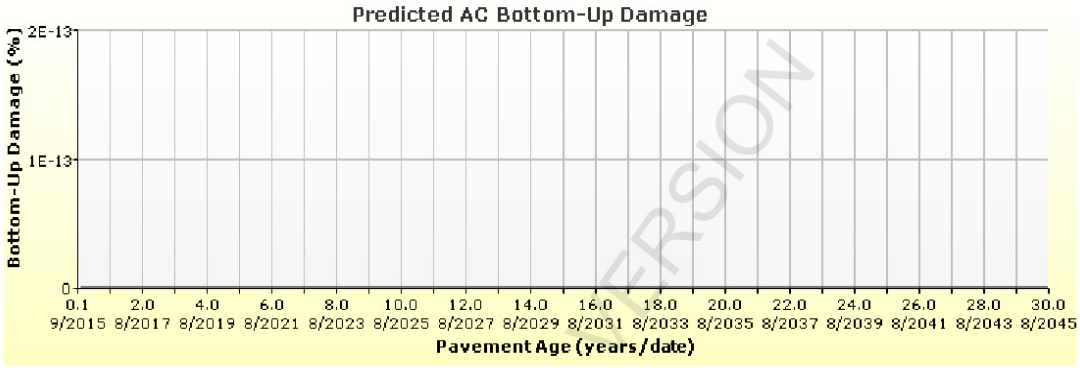


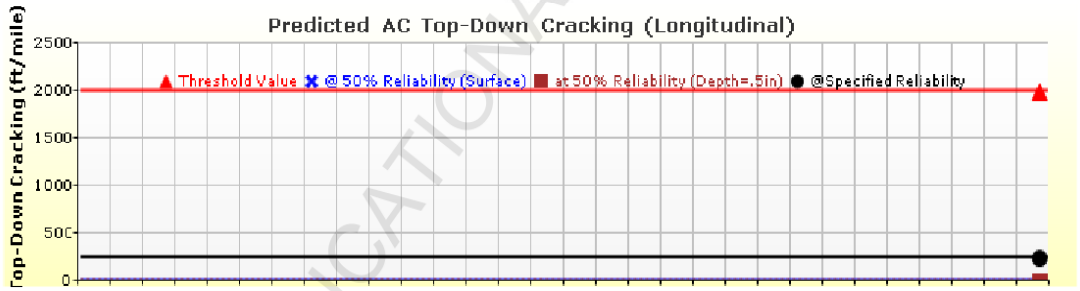
EDUCATIONAL VERSION

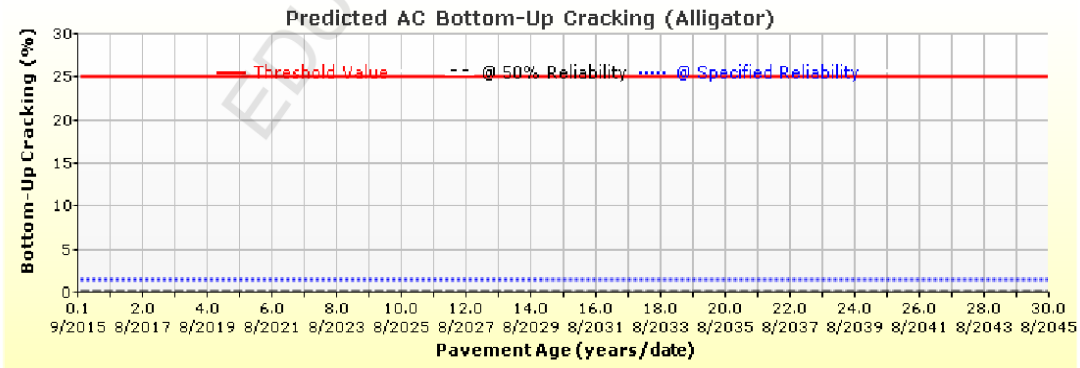
EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx





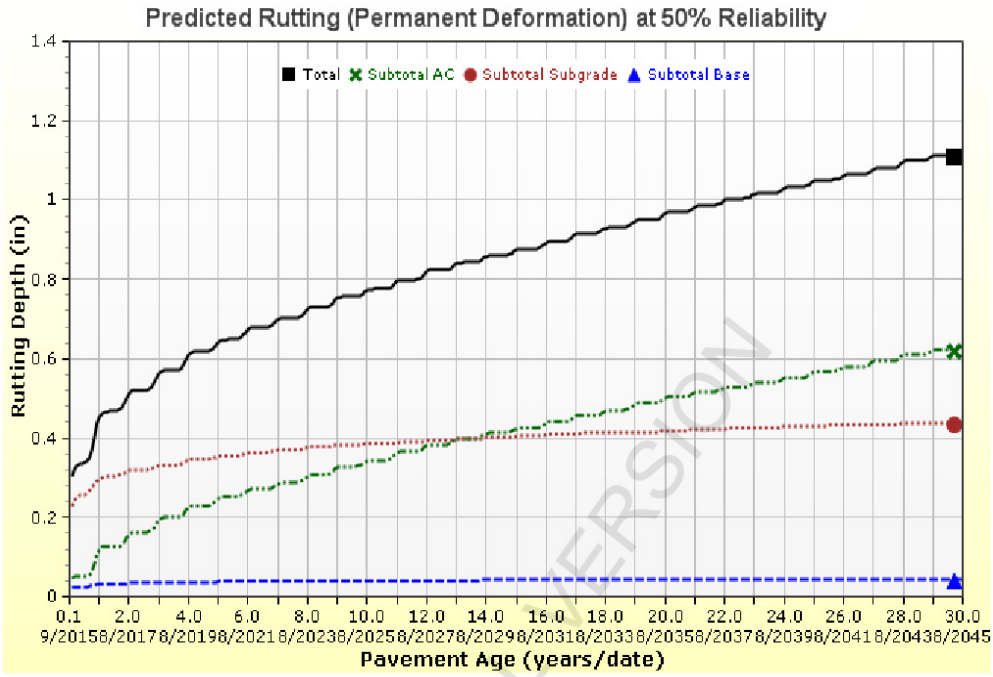




EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

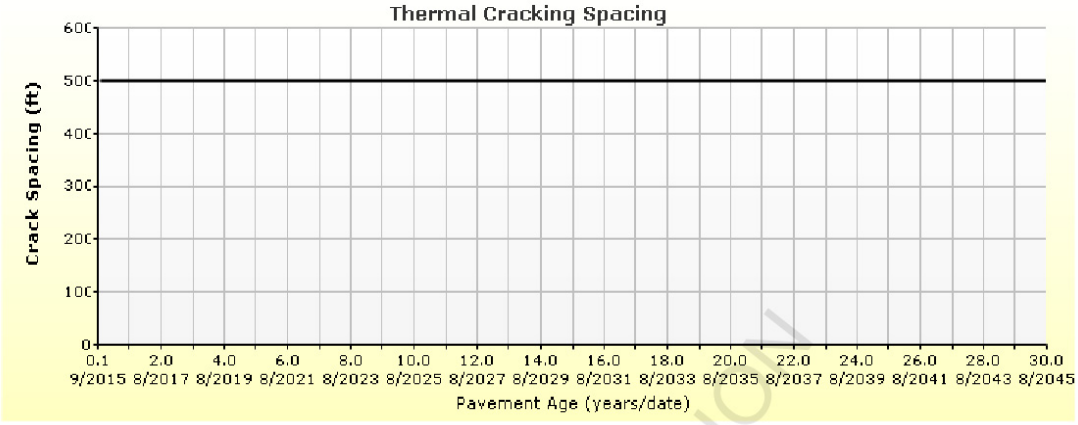
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

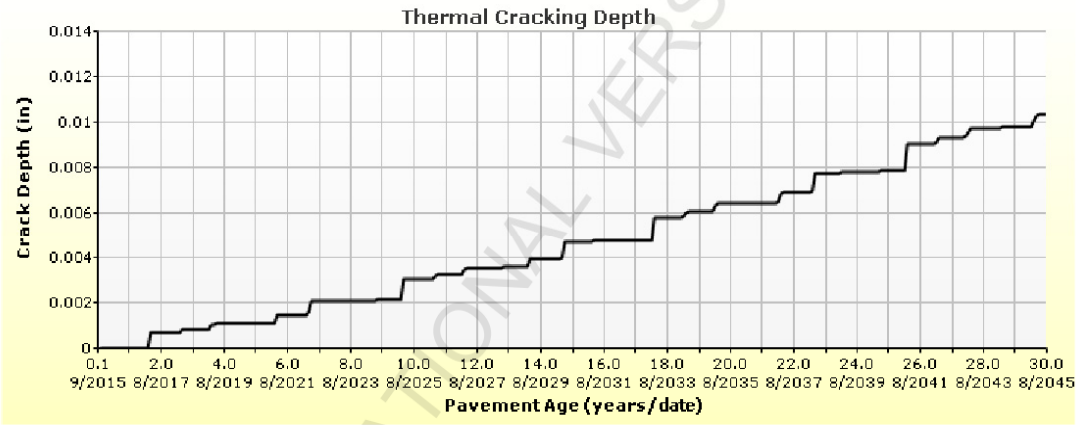


EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

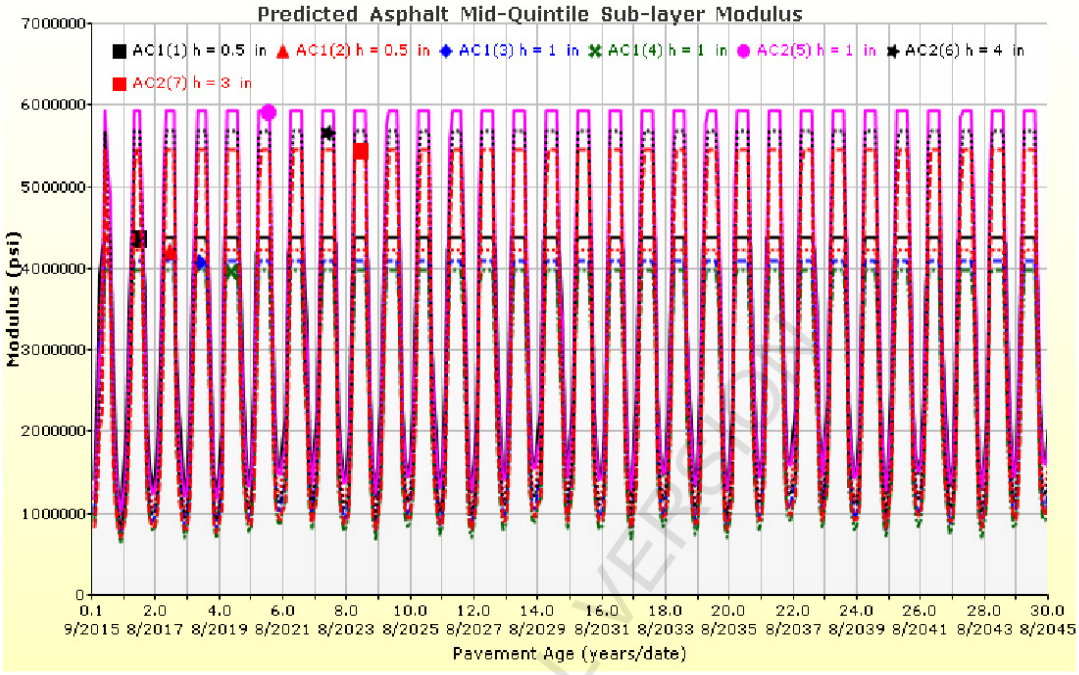


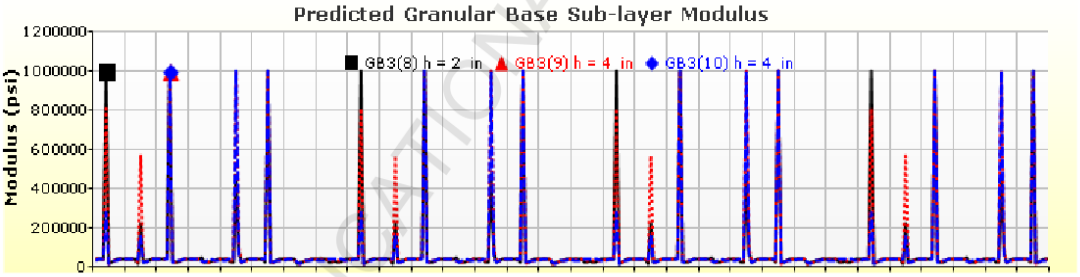


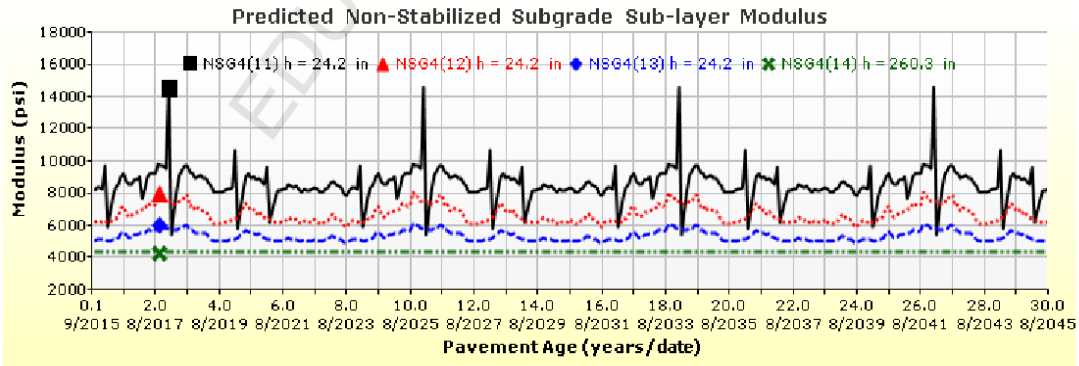
EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx







EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Layer Information

Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete

Asphalt		
Thickness (in.)	3.0	
Unit weight (pcf)	150.0	
Poisson's ratio	Is Calculated?	False
	Ratio	0.35
	Parameter A	-
	Parameter B	-

Asphalt Dynamic Modulus (Input Level: 3)

Gradation	Percent Passing
3/4-inch sieve	100
3/8-inch sieve	77
No.4 sieve	60
No.200 sieve	6

Asphalt Binder

Parameter	Value
Grade	Superpave Performance Grade
Binder Type	64-28
A	10.312
VTS	-3.44

General Info

Name	Value
Reference temperature (°F)	70
Effective binder content (%)	9.91
Air voids (%)	2.5
Thermal conductivity (BTU/hr-ft-°F)	0.67
Heat capacity (BTU/lb-°F)	0.23

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Default asphalt concrete
Description of object	
Author	
Date Created	10/30/2010 1:00:00 AM
Approver	
Date approved	10/30/2010 1:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete

Asphalt		
Thickness (in.)	8.0	
Unit weight (pcf)	150.0	
Poisson's ratio	Is Calculated?	False
	Ratio	0.35
	Parameter A	-
	Parameter B	-

Asphalt Dynamic Modulus (Input Level: 1)

T (°F)	0.1 Hz	1 Hz	10 Hz
14	1993398.149	2682037.148	3255226.139
40	667608.5331	1358858.211	2119871.023
70	140251.4559	412052.1057	973202.967
130	20885.4288	144022.4361	224953.4727

Asphalt Binder

Temperature (°F)	Binder Gstar (Pa)	Phase angle (deg)
147	503.3	87
155	365.8	88
136	1041.2	86

General Info

Name	Value
Reference temperature (°F)	70
Effective binder content (%)	11.6
Air voids (%)	7
Thermal conductivity (BTU/hr-ft-°F)	0.67
Heat capacity (BTU/lb-°F)	0.23

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Default asphalt concrete
Description of object	
Author	
Date Created	10/30/2010 1:00:00 AM
Approver	
Date approved	10/30/2010 1:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Layer 3 Non-stabilized Base : Crushed stone

Unbound	
Layer thickness (in.)	10.0
Poisson's ratio	0.35
Coefficient of lateral earth pressure (k0)	0.5

Modulus (Input Level: 3)

Analysis Type:	Modify input values by temperature/moisture
Method:	Resilient Modulus (psi)

Resilient Modulus (psi)
30000.0

Use Correction factor for NDT modulus?	-
NDT Correction Factor:	-

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Crushed stone
Description of object	Default material
Author	AASHTO
Date Created	1/1/2011 12:00:00 AM
Approver	
Date approved	1/1/2011 12:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

Sieve

Liquid Limit	6.0
Plasticity Index	1.0
Is layer compacted?	False

	Is User Defined?	Value
Maximum dry unit weight (pcf)	False	127.2
Saturated hydraulic conductivity (ft/hr)	False	5.054e-02
Specific gravity of solids	False	2.7
Optimum gravimetric water content (%)	False	7.4

User-defined Soil Water Characteristic Curve (SWCC)	
Is User Defined?	False
af	7.2555
bf	1.3328
cf	0.8242
hr	117.4000

Sieve Size	% Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8-in.	57.2
1/2-in.	63.1
3/4-in.	72.7
1-in.	78.8
1 1/2-in.	85.8
2-in.	91.6
2 1/2-in.	
3-in.	
3 1/2-in.	97.6

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Layer 4 Subgrade : A-1-a

Unbound	
Layer thickness (in.)	Semi-infinite
Poisson's ratio	0.35
Coefficient of lateral earth pressure (k0)	0.5

Modulus (Input Level: 2)

Analysis Type:	Modify input values by temperature/moisture
Method:	Resilient Modulus (psi)

Resilient Modulus (psi)
8000.0

Use Correction factor for NDT modulus?	-
NDT Correction Factor:	-

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	A-1-a
Description of object	Default Material
Author	AASHTO
Date Created	1/1/2011 12:00:00 AM
Approver	
Date approved	1/1/2011 12:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

Sieve

Liquid Limit	6.0
Plasticity Index	1.0
Is layer compacted?	False

	Is User Defined?	Value
Maximum dry unit weight (pcf)	False	127.2
Saturated hydraulic conductivity (ft/hr)	False	5.054e-02
Specific gravity of solids	False	2.7
Optimum gravimetric water content (%)	False	7.4

User-defined Soil Water Characteristic Curve (SWCC)	
Is User Defined?	False
af	7.2555
bf	1.3328
cf	0.8242
hr	117.4000

Sieve Size	% Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8-in.	57.2
1/2-in.	63.1
3/4-in.	72.7
1-in.	78.8
1 1/2-in.	85.8
2-in.	91.6
2 1/2-in.	
3-in.	
3 1/2-in.	97.6

EDUCATIONAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Calibration Coefficients

AC Fatigue

$$N_f = 0.00432 * C * \beta_{f1} k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2 \beta_{f2}} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3 \beta_{f3}}$$

$$C = 10^M$$

$$M = 4.84\left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.69\right)$$

k1: 0.007566
k2: 8.85
k3: 1.281
Bf1: 1
Bf2: 1
Bf3: 1

AC Rutting

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_z \beta_{r1} 10^{k_1} T^{k_2 \beta_{r2}} N^{k_3 \beta_{rs}}$$

$$k_z = (C_1 + C_2 * depth) * 0.328196^{depth}$$

$$C_1 = -0.1039 * H_{ac}^2 + 2.4868 * H_{ac} - 17.342$$

$$C_2 = 0.0172 * H_{ac}^2 - 1.7331 * H_{ac} + 27.428$$

Where:

$H_{ac} = total\ AC\ thickness(in)$

$\varepsilon_p = plastic\ strain\left(^{in}/_{in}\right)$

$\varepsilon_r = resilient\ strain\left(^{in}/_{in}\right)$

$T = layer\ temperature(^{\circ}F)$

$N = number\ of\ load\ repetitions$

K1: -3.35412	K2: 1.5606	K3: 0.4791
Br2: 1	Br3: 1	Br1: 1

AC Rutting Standard Deviation

0.24*Pow(RUT,0.8026)+0.001

Thermal Fracture

$$C_f = 400 * N\left(\frac{\log C / h_{ac}}{\sigma}\right)$$

$$\Delta C = (k * \beta t)^{n+1} * A * \Delta K^n$$

$$A = 10^{(4.389 - 2.52 * \log(E * \sigma_m * n))}$$

$C_f = observed\ amount\ of\ thermal\ cracking(ft/500ft)$
$k = refression\ coefficient\ determined\ through\ field\ calibration$
$N() = standard\ normal\ distribution\ evaluated\ at()$
$\sigma = standard\ deviation\ of\ the\ log\ of\ the\ depth\ of\ cracks\ in\ the\ pavments$
$C = crack\ depth(in)$
$h_{ac} = thickness\ of\ asphalt\ layer(in)$
$\Delta C = Change\ in\ the\ crack\ depth\ due\ to\ a\ cooling\ cycle$
$\Delta K = Change\ in\ the\ stress\ intensity\ factor\ due\ to\ a\ cooling\ cycle$
$A, n = Fracture\ parameters\ for\ the\ asphalt\ mixture$
$E = mixture\ stiffness$
$\sigma_M = Undamaged\ mixture\ tensile\ strength$
$\beta_t = Calibration\ parameter$

Level 1 K: 1.5	Level 1 Standard Deviation: 0.1468 * THERMAL + 65.027
Level 2 K: 0.5	Level 2 Standard Deviation: 0.2841 *THERMAL + 55.462
Level 3 K: 1.5	Level 3 Standard Deviation: 0.3972 * THERMAL + 20.422

CSM Fatigue

$$N_f = 10^{\left(\frac{k_1 \beta_{c1} \left(\frac{\sigma_s}{M_r}\right)}{k_2 \beta_{c2}}\right)}$$

$N_f = number\ of\ repetitions\ to\ fatigue\ cracking$
$\sigma_s = Tensile\ stress(psi)$
$M_r = modulus\ of\ rupture(psi)$

k1: 1	k2: 1	Bc1: 1	Bc2:1

DRAFT FINAL VERSION

EBHP-20_15%

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\EBHP-20_15%.dgpx

Subgrade Rutting

$$\delta_a(N) = \beta_{s_1} k_1 \varepsilon_v h \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \left| e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^{\beta}} \right|$$

$\delta_a = permanent\ deformation\ for\ the\ layer$
$N = number\ of\ repetitions$
$\varepsilon_v = average\ veritcal\ strain(in/in)$
$\varepsilon_0, \beta, \rho = material\ properties$
$\varepsilon_r = resilient\ strain(in/in)$

Granular		Fine	
k1: 2.03	Bs1: 1	k1: 1.35	Bs1: 1
Standard Deviation (BASERUT) 0.1477*Pow(BASERUT,0.6711)+0.001		Standard Deviation (BASERUT) 0.1235*Pow(SUBRUT,0.5012)+0.001	

AC Cracking

AC Top Down Cracking

$$FC_{top} = \left(\frac{C_4}{1 + e^{(C_1 - C_2 * log_{10}(Damage))}}\right) * 10.56$$

c1: 7	c2: 3.5	c3: 0	c4: 1000

AC Cracking Top Standard Deviation

200 + 2300/(1+exp(1.072-2.1654*LOG10 (TOP+0.0001)))

AC Bottom Up Cracking

$$FC = \left(\frac{6000}{1 + e^{\left(C_1 * C_1' + C_2 * C_2' log_{10}(D * 100)\right)}}\right) * \left(\frac{1}{60}\right)$$

$$C_2' = -2.40874 - 39.748 * (1 + h_{ac})^{-2.856}$$

$$C_1' = -2 * C_2'$$

c1: 1	c2: 1	c3: 6000

AC Cracking Bottom Standard Deviation

1.13+13/(1+exp(7.57-15.5*LOG10 (BOTTOM+0.0001)))

CSM Cracking

$$FC_{ctb} = C_1 + \frac{C_2}{1 + e^{C_3 - C_4(Damage)}}$$

C1: 1	C2: 1	C3: 0	C4: 1000

CSM Standard Deviation

CTB*1

IRI Flexible Pavements

C1 - Rutting
C2 - Fatigue Crack
C3 - Transverse Crack
C4 - Site Factors

C1: 40	C2: 0.4	C3: 0.008	C4: 0.015

EDUCATIONAL VERSION

GB-20

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

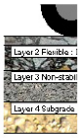
Design Inputs

Design Life: 30 years
Design Type: Flexible Pavement

Base construction: May, 2014
Pavement construction: June, 2015
Traffic opening: September, 2015

Climate Data Sources (Lat/Lon): 40.04, -88.278

Design Structure



Layer type	Material Type	Thickness (in.):
Flexible	Default asphalt concrete	3.0
Flexible	Default asphalt concrete	8.0
NonStabilized	Crushed stone	10.0
Subgrade	A-1-a	Semi-infinite

Volumetric at Construction:

Effective binder content (%)	11.6
Air voids (%)	7.0

Traffic

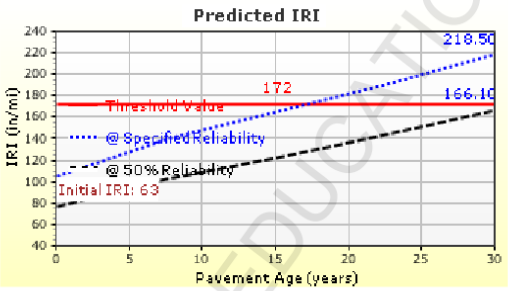
Age (year)	Heavy Trucks (cumulative)
2015 (initial)	15,000
2030 (15 years)	47,233,700
2045 (30 years)	112,034,000

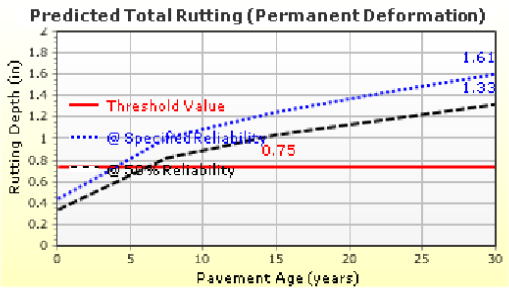
Design Outputs

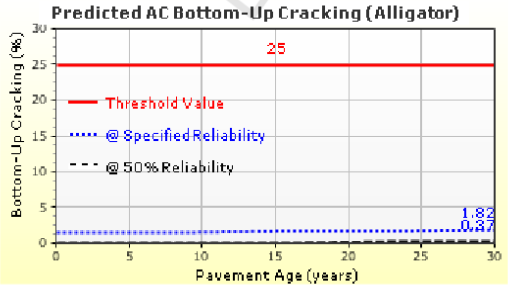
Distress Prediction Summary

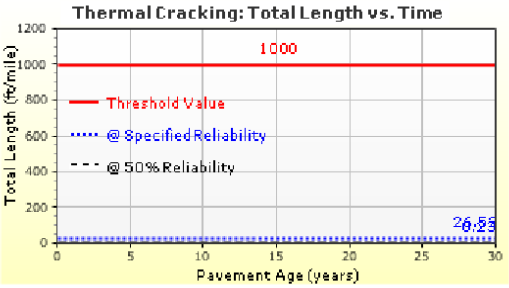
Distress Type	Distress @ Specified Reliability		Reliability (%)		Criterion Satisfied?
	Target	Predicted	Target	Achieved	
Terminal IRI (in./mile)	172.00	218.46	90.00	55.70	Fail
Permanent deformation - total pavement (in.)	0.75	1.61	90.00	0.41	Fail
AC bottom-up fatigue cracking (percent)	25.00	1.82	90.00	100.00	Pass
AC thermal cracking (ft/mile)	1000.00	26.52	90.00	100.00	Pass
AC top-down fatigue cracking (ft/mile)	2000.00	578.03	90.00	100.00	Pass
Permanent deformation - AC only (in.)	0.25	1.04	90.00	0.35	Fail

Distress Charts









EDUCATIONAL VERSION

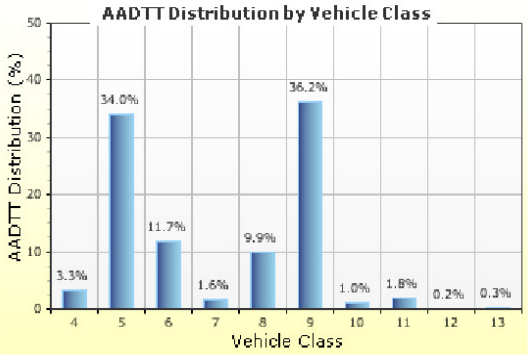
GB-20

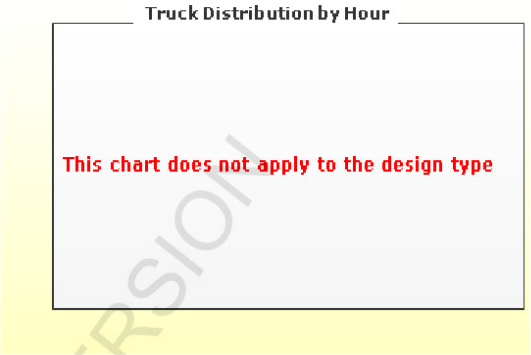
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

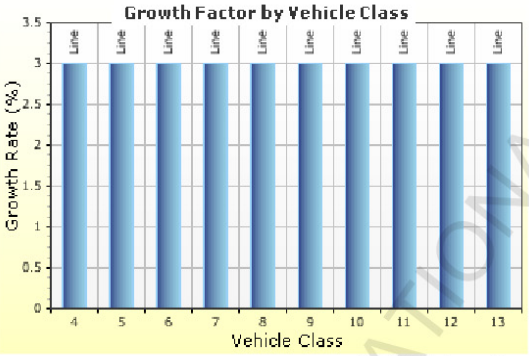
Traffic Inputs

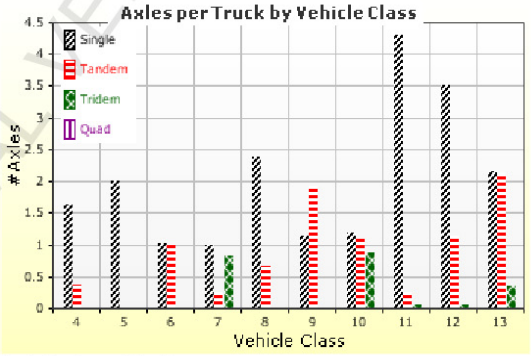
Graphical Representation of Traffic Inputs

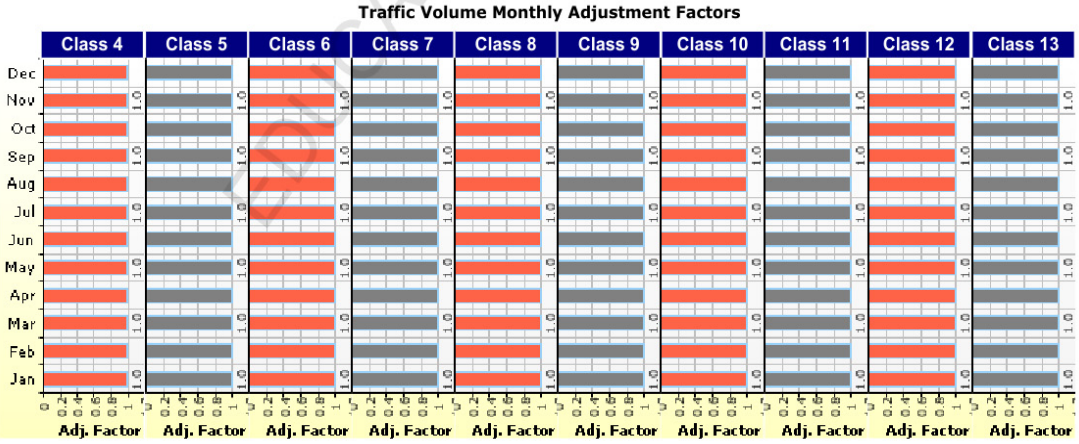
Initial two-way AADTT:	15,000	Percent of trucks in design direction (%):	50.0
Number of lanes in design direction:	2	Percent of trucks in design lane (%):	95.0
		Operational speed (mph)	60.0











PROOF OF CONCEPTUAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Tabular Representation of Traffic Inputs

Volume Monthly Adjustment Factors

Level 3: Default MAF

Month	Vehicle Class									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
January	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
February	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
March	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
April	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
May	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
June	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
July	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
August	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
September	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
October	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
November	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
December	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Distributions by Vehicle Class

Vehicle Class	AADTT Distribution (%) (Level 3)	Growth Factor	
		Rate (%)	Function
Class 4	3.3%	3%	Linear
Class 5	34%	3%	Linear
Class 6	11.7%	3%	Linear
Class 7	1.6%	3%	Linear
Class 8	9.9%	3%	Linear
Class 9	36.2%	3%	Linear
Class 10	1%	3%	Linear
Class 11	1.8%	3%	Linear
Class 12	0.2%	3%	Linear
Class 13	0.3%	3%	Linear

Truck Distribution by Hour

Hour	Distribution (%)	Hour	Distribution (%)
12 AM	2.3%	12 PM	5.9%
1 AM	2.3%	1 PM	5.9%
2 AM	2.3%	2 PM	5.9%
3 AM	2.3%	3 PM	5.9%
4 AM	2.3%	4 PM	4.6%
5 AM	2.3%	5 PM	4.6%
6 AM	5%	6 PM	4.6%
7 AM	5%	7 PM	4.6%
8 AM	5%	8 PM	3.1%
9 AM	5%	9 PM	3.1%
10 AM	5.9%	10 PM	3.1%
11 AM	5.9%	11 PM	3.1%
		Total	100%

Axle Configuration

Traffic Wander	
Mean wheel location (in.)	18
Traffic wander standard deviation (in.)	10
Design lane width (ft)	12

Axle Configuration	
Average axle width (ft)	8.5
Dual tire spacing (in.)	12
Tire pressure (psi)	120

Average Axle Spacing	
Tandem axle spacing (in.)	51.6
Tridem axle spacing (in.)	49.2
Quad axle spacing (in.)	49.2

Wheelbase does not apply

Number of Axles per Truck

Vehicle Class	Single Axle	Tandem Axle	Tridem Axle	Quad Axle
Class 4	1.62	0.39	0	0
Class 5	2	0	0	0
Class 6	1.02	0.99	0	0
Class 7	1	0.26	0.83	0
Class 8	2.38	0.67	0	0
Class 9	1.13	1.93	0	0
Class 10	1.19	1.09	0.89	0
Class 11	4.29	0.26	0.06	0
Class 12	3.52	1.14	0.06	0
Class 13	2.15	2.13	0.35	0

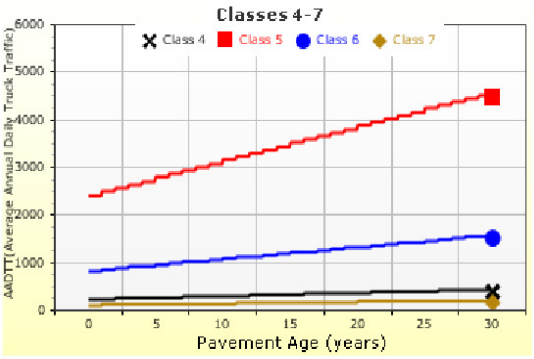
EDUCATIONAL VERSION

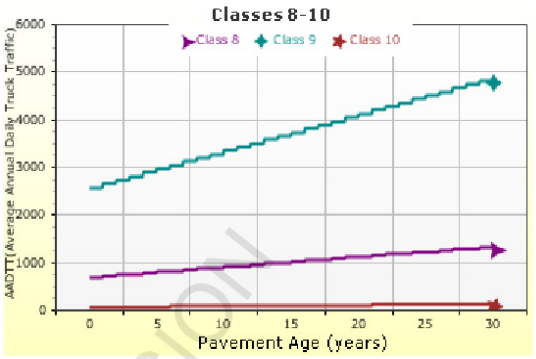
GB-20

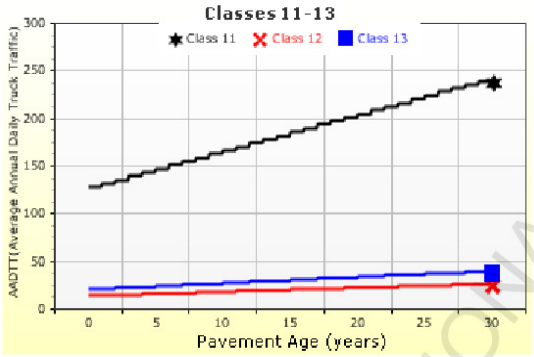
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

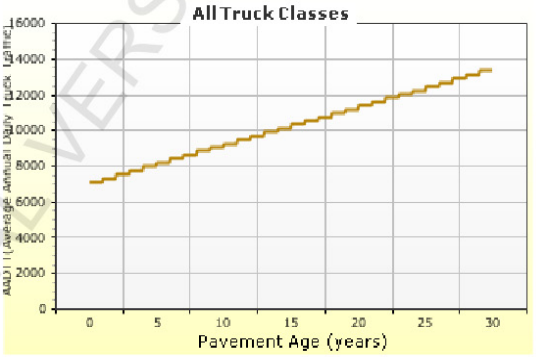
AADTT (Average Annual Daily Truck Traffic) Growth

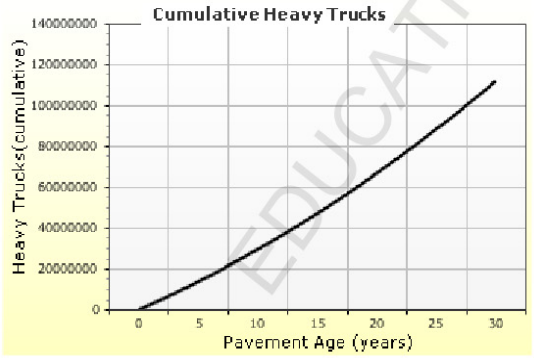
*** Traffic cap is not enforced**











EDUCATIONAL VERSION

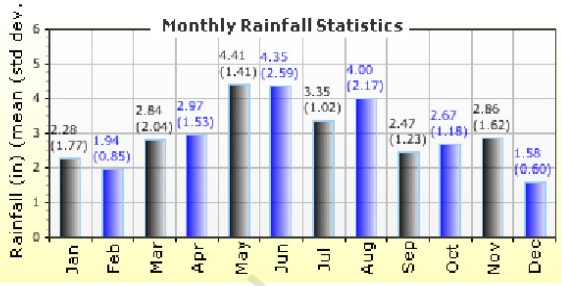
GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Climate Inputs

Climate Data Sources:

Climate Station Cities:	Location (lat lon elevation(ft))
CHAMPAIGN/URBANA,	40.04000 -88.27800 740

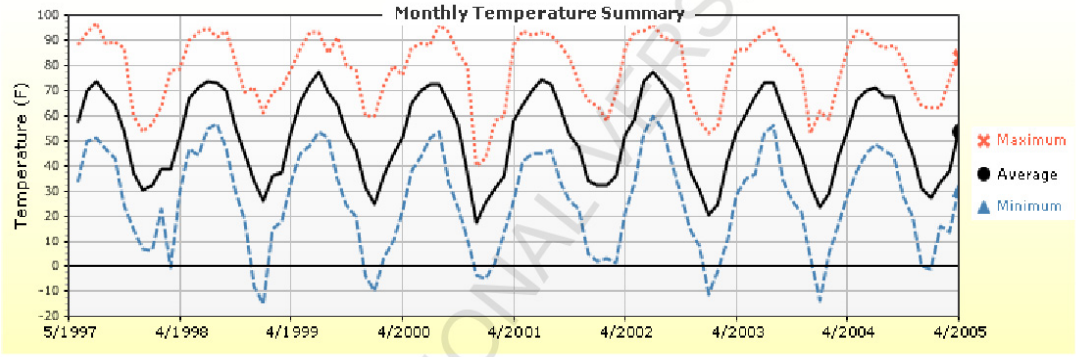


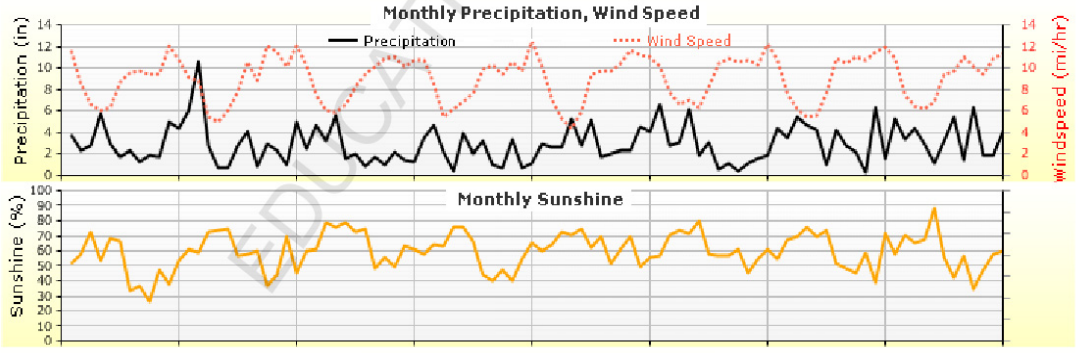
Annual Statistics:

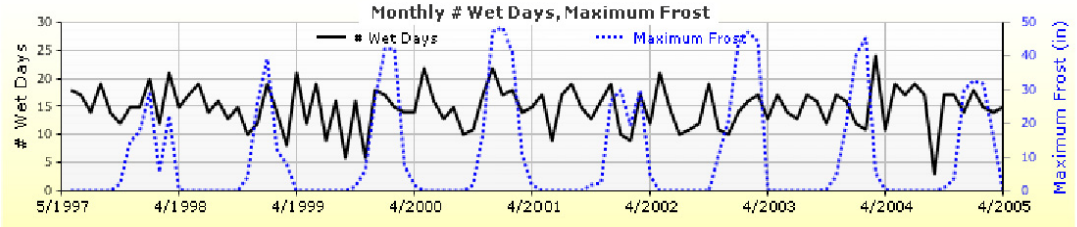
Mean annual air temperature (°F)	52.12
Mean annual precipitation (in.)	35.71
Freezing index (°F - days)	603.56
Average annual number of freeze/thaw cycles:	64.48

Water table depth (ft)	10.00

Monthly Climate Summary:





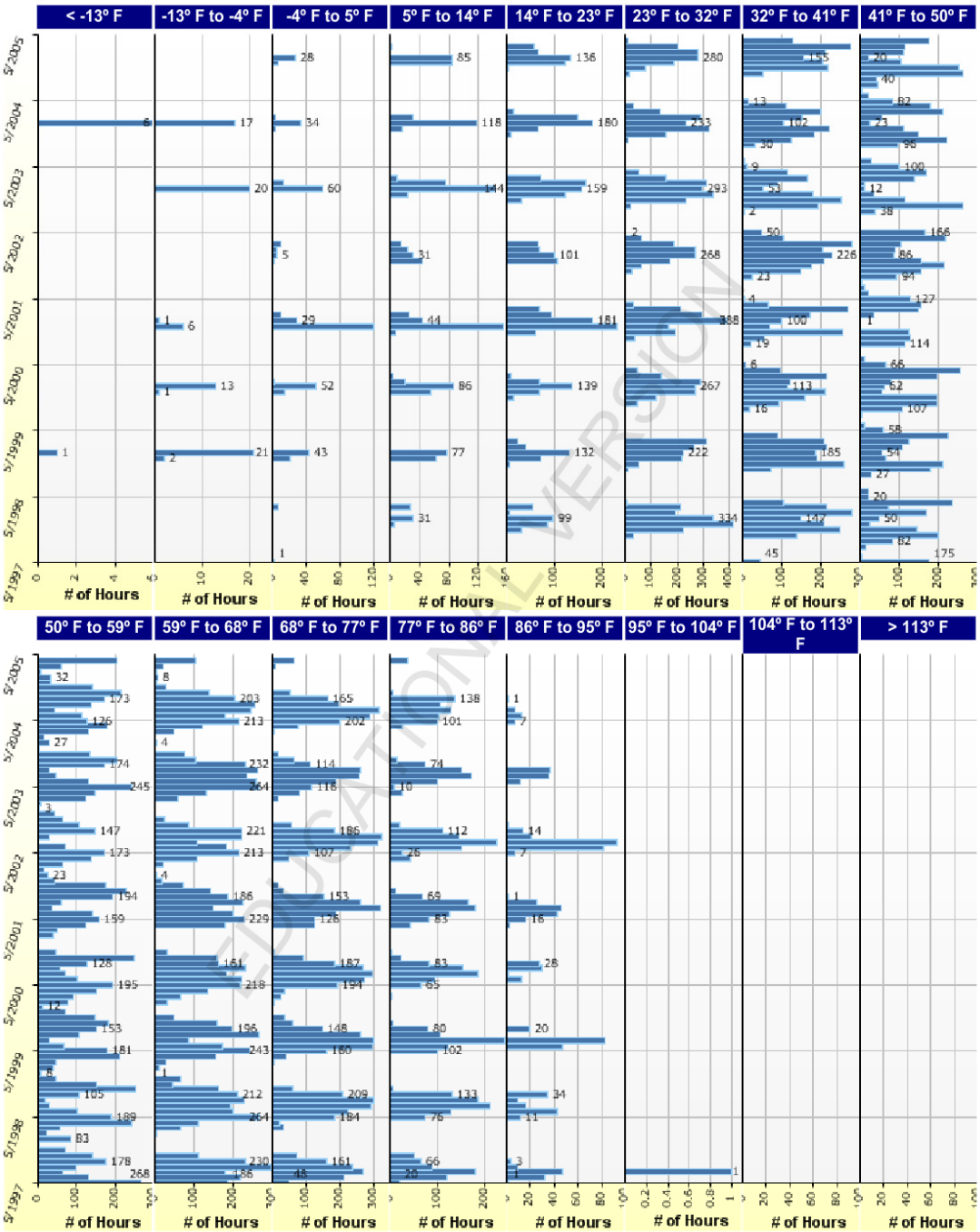


EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Hourly Air Temperature Distribution by Month:



EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Design Properties

HMA Design Properties

Using G* based model (not nationally calibrated)	False
Is NCHRP 1-37A HMA Rutting Model Coefficients	True
Endurance Limit	-
Use Reflective Cracking	True

Structure - ICM Properties	
AC surface shortwave absorptivity	0.85

Layer Name	Layer Type	Interface Friction
Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete	Flexible (1)	1.00
Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete	Flexible (1)	1.00
Layer 3 Non-stabilized Base : Crushed stone	Non-stabilized Base (4)	1.00
Layer 4 Subgrade : A-1-a	Subgrade (5)	-

EDUCATIONAL VERSION

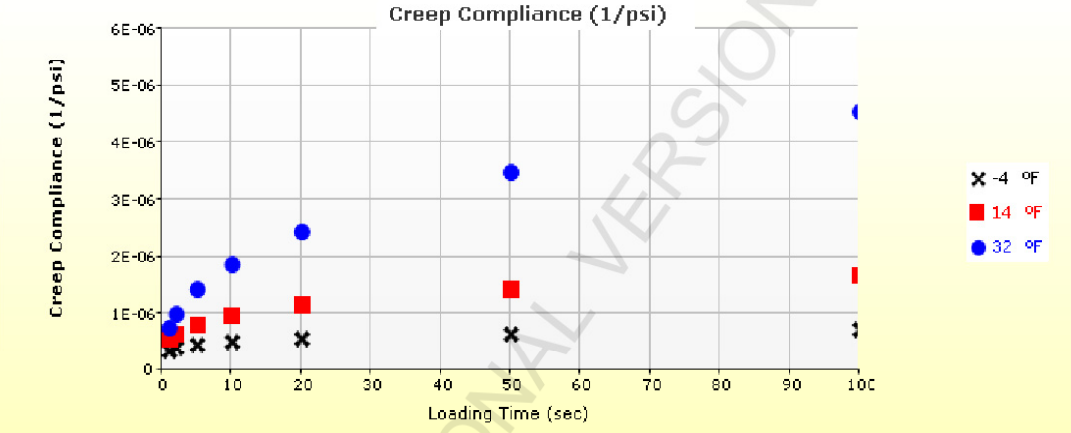
GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Thermal Cracking (Input Level: 3)

Indirect tensile strength at 14 °F (psi)	413.81
Thermal Contraction	
Is thermal contraction calculated?	True
Mix coefficient of thermal contraction (in./in./°F)	-
Aggregate coefficient of thermal contraction (in./in./°F)	5.0e-006
Voids in Mineral Aggregate (%)	18.6

	Creep Compliance (1/psi)		
Loading time (sec)	**-4 °F**	**14 °F**	**32 °F**
1	3.73e-007	5.78e-007	7.85e-007
2	4.13e-007	6.81e-007	1.02e-006
5	4.73e-007	8.45e-007	1.45e-006
10	5.25e-007	9.96e-007	1.90e-006
20	5.81e-007	1.17e-006	2.47e-006
50	6.66e-007	1.46e-006	3.51e-006
100	7.37e-007	1.72e-006	4.58e-006

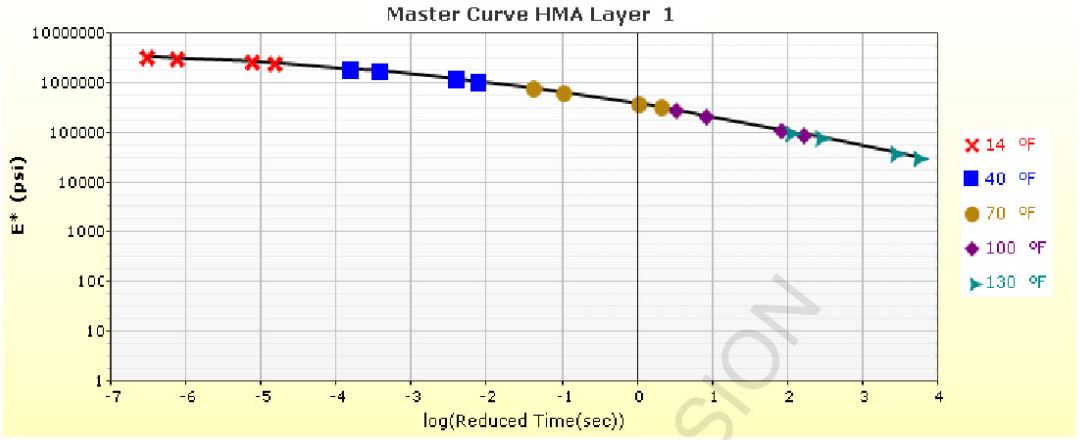


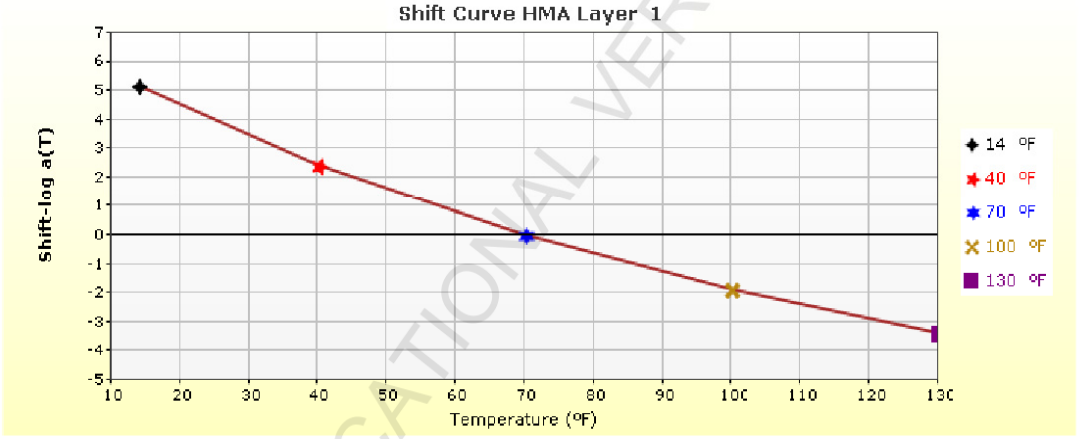
EDUCATIONAL VERSION

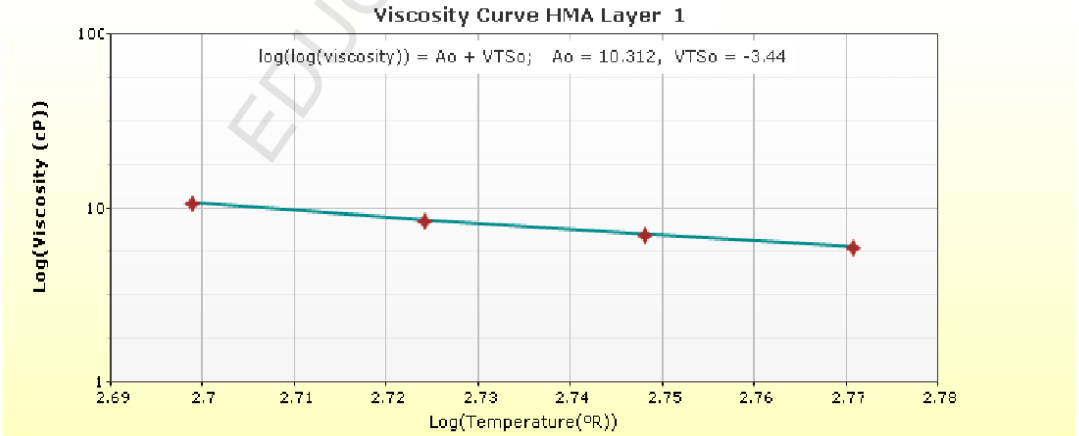
GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

HMA Layer 1: Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete





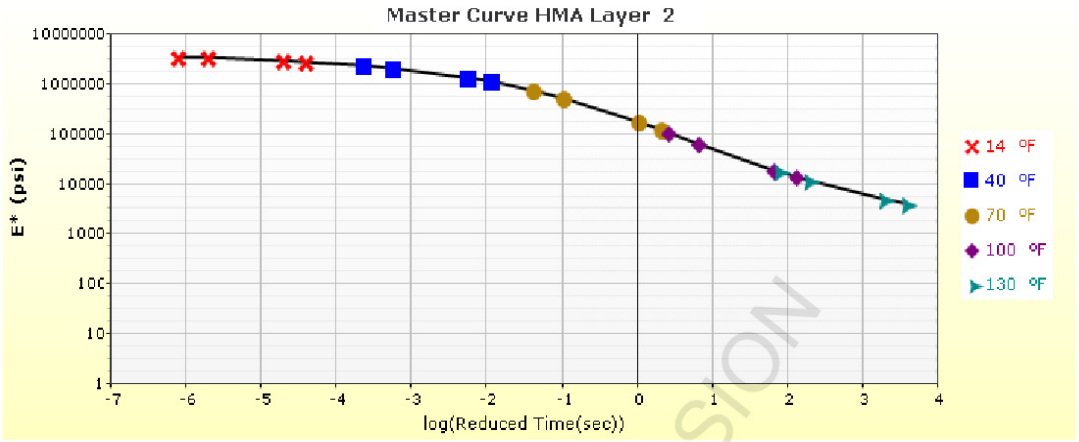


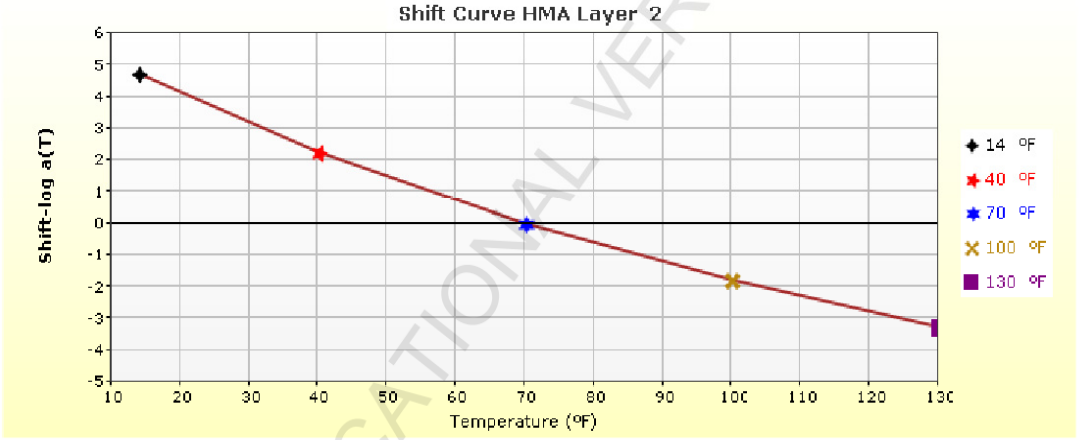
EDUCATIONAL VERSION

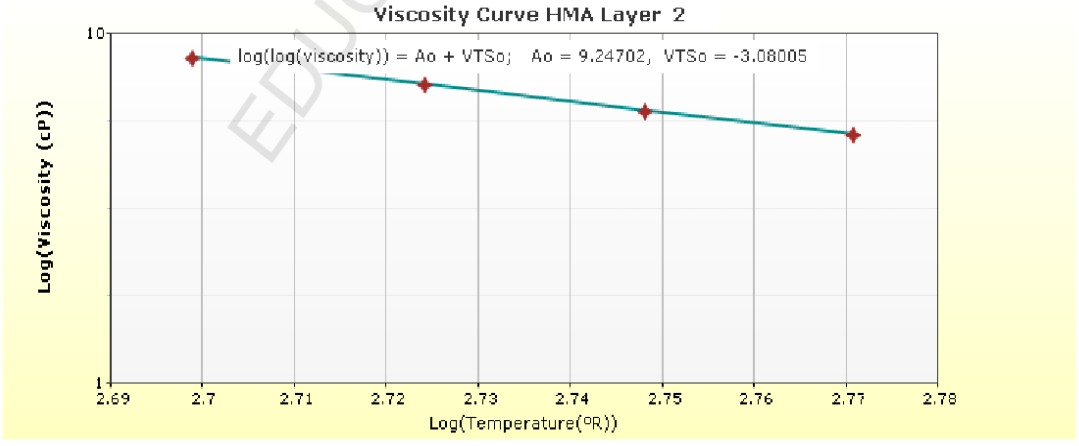
GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

HMA Layer 2: Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete





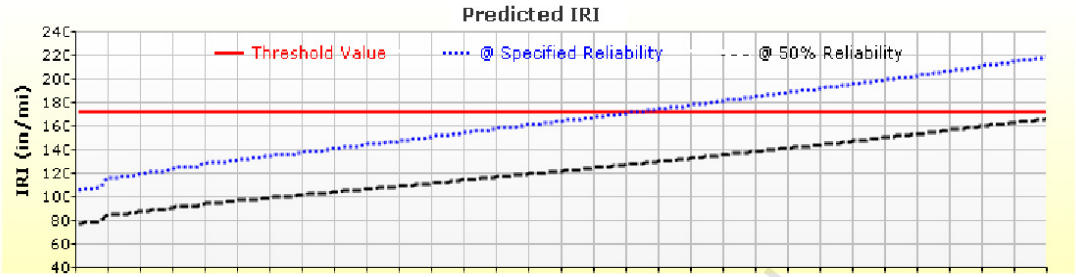


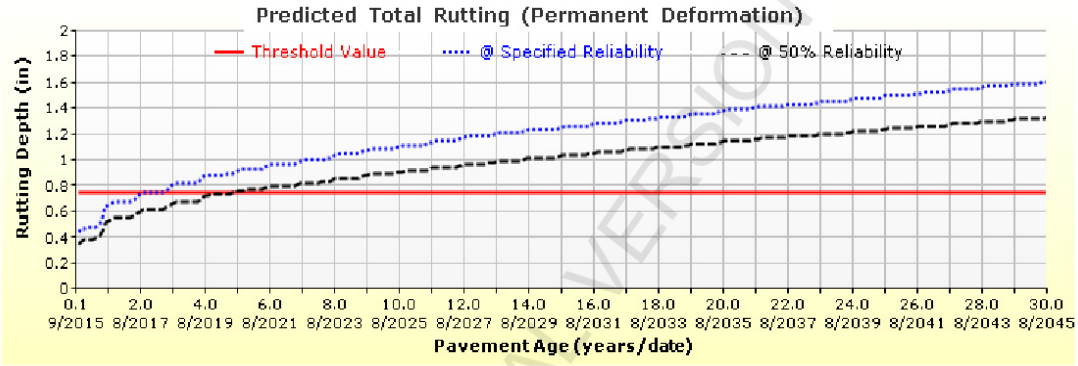
EDUCATIONAL VERSION

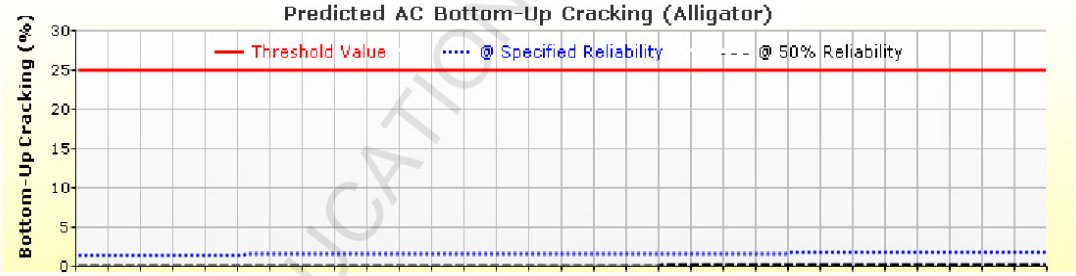
GB-20

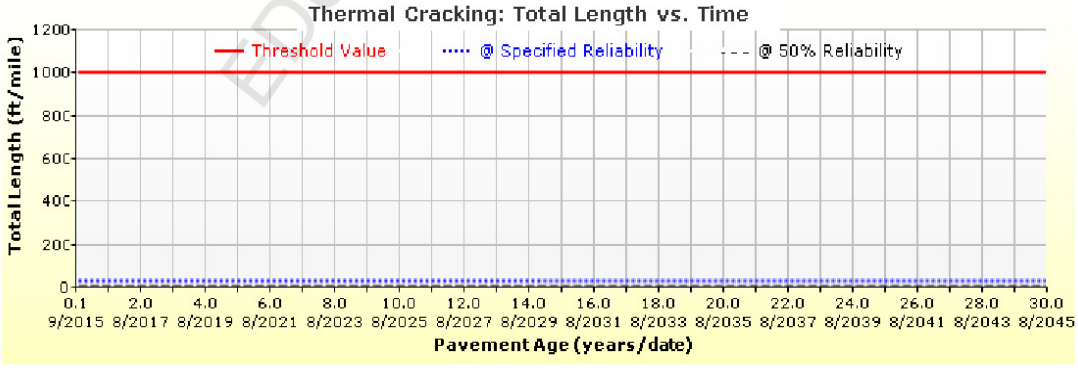
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Analysis Output Charts





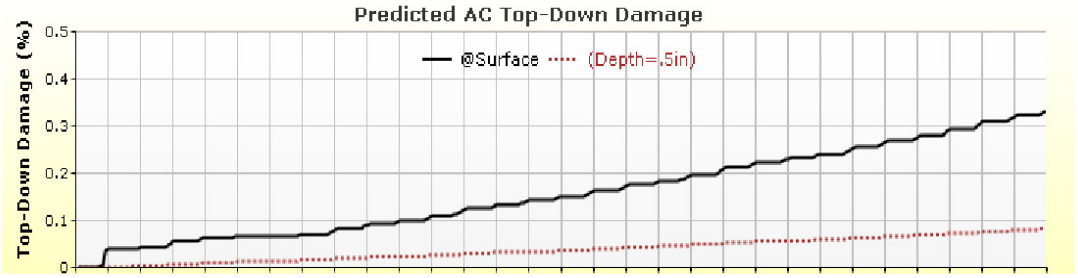


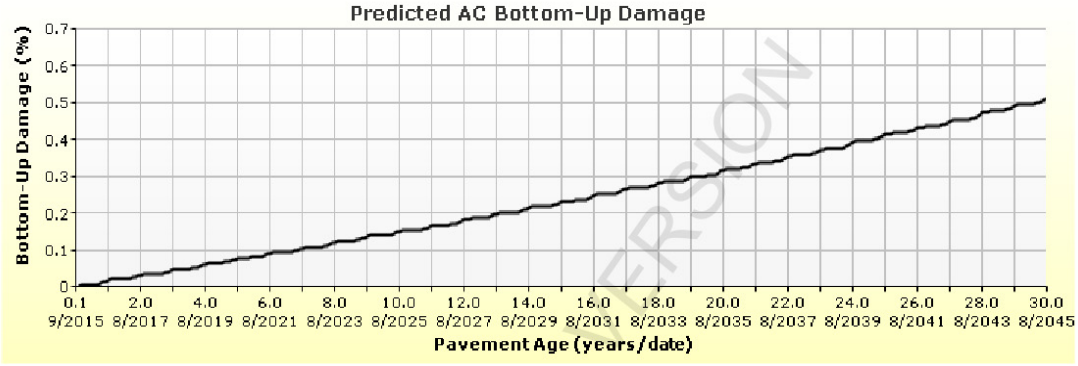


EDUCATIONAL VERSION

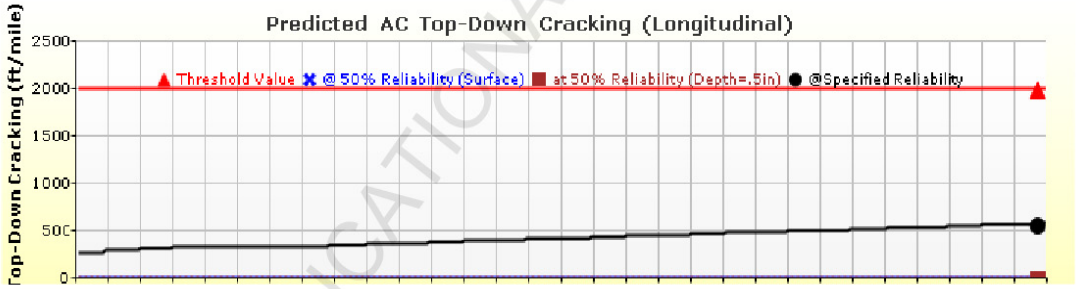
GB-20

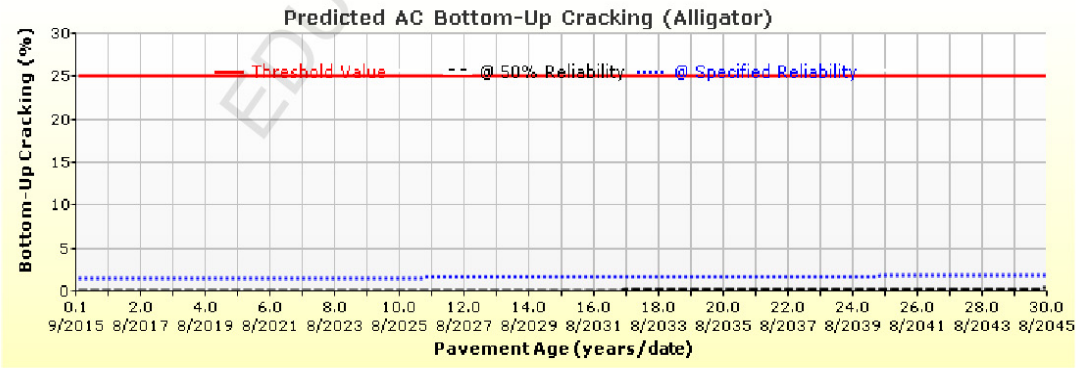
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx





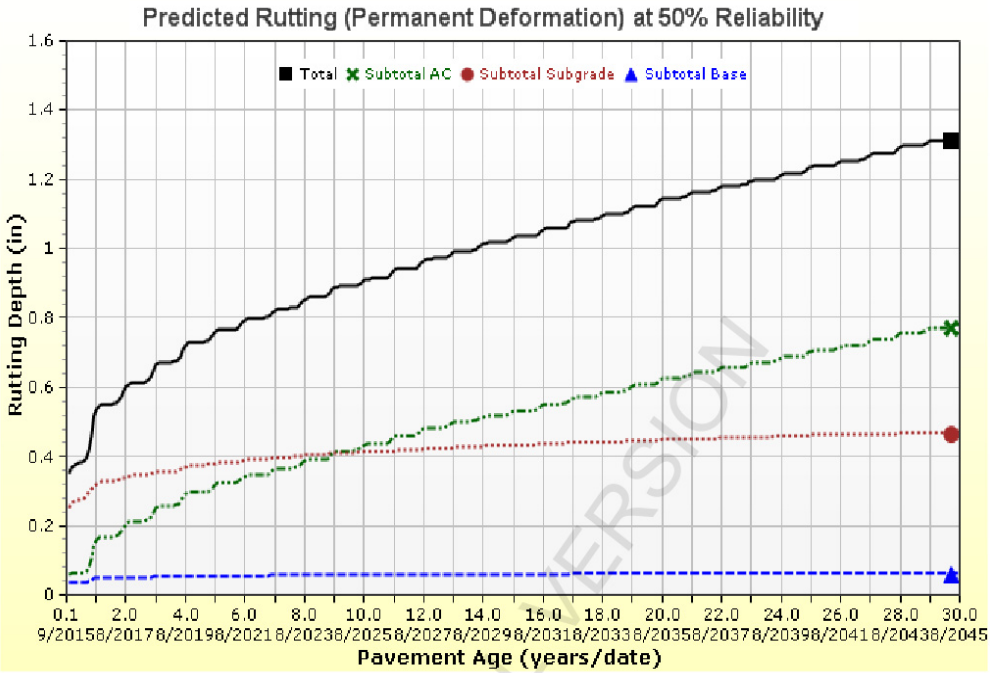
EDUCATIONAL VERSION





GB-20

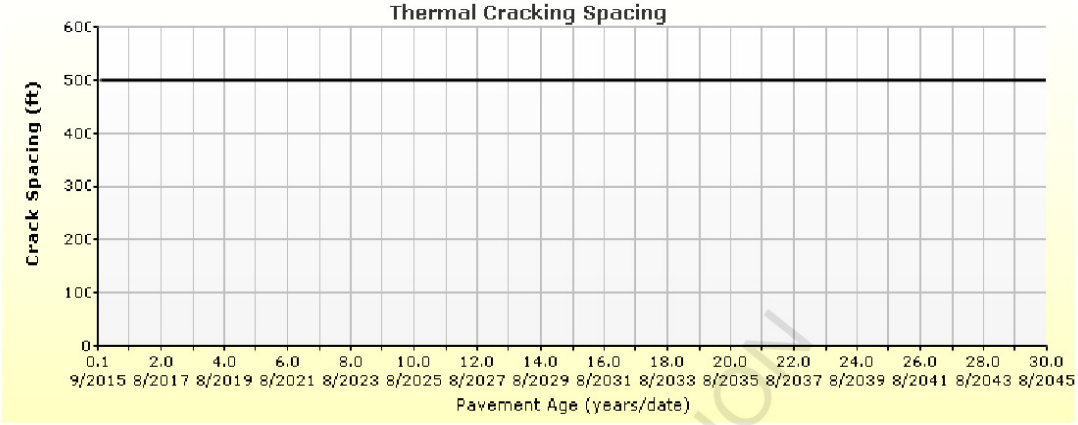
File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

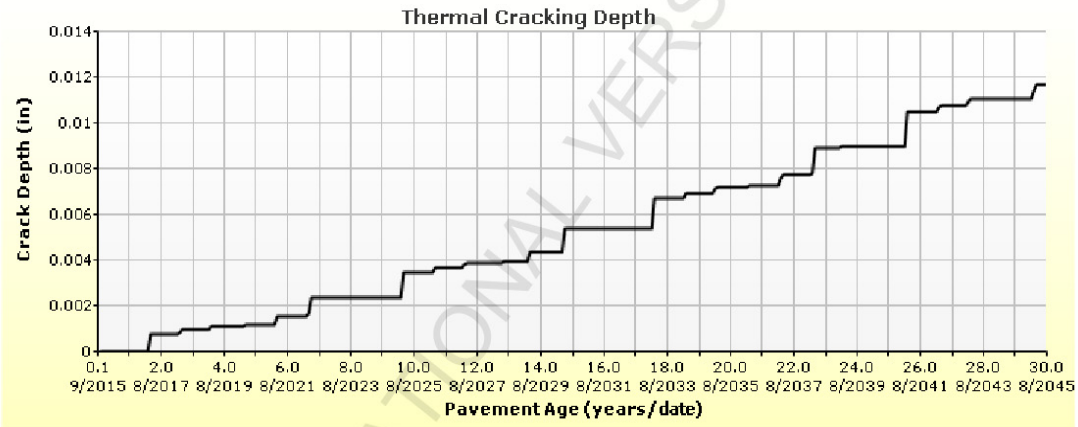


EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

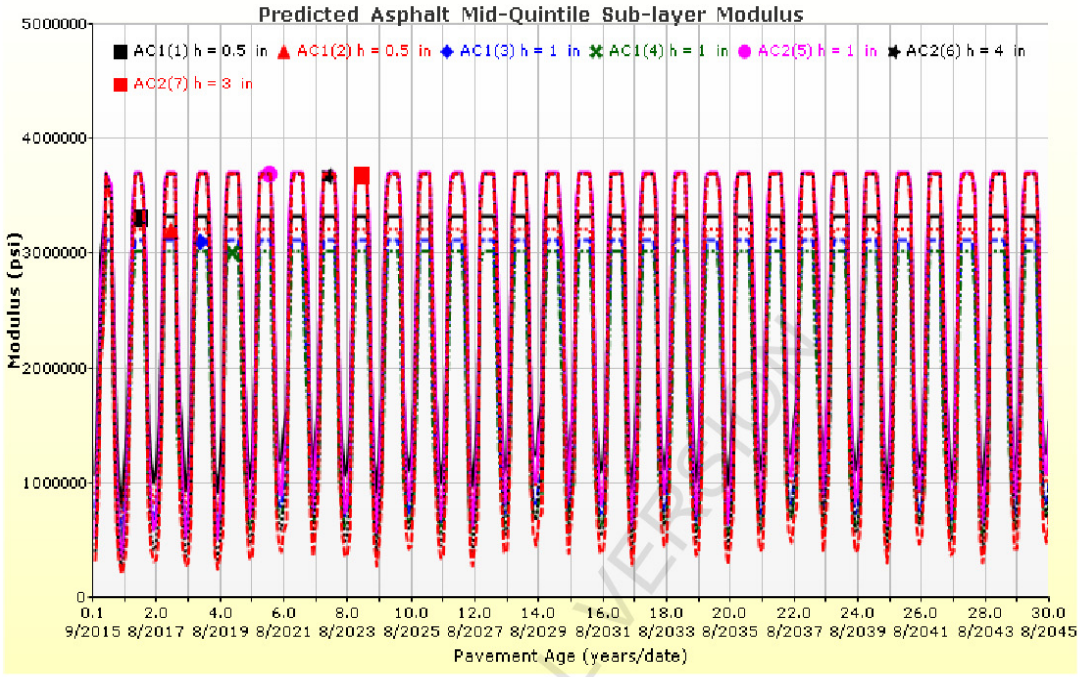


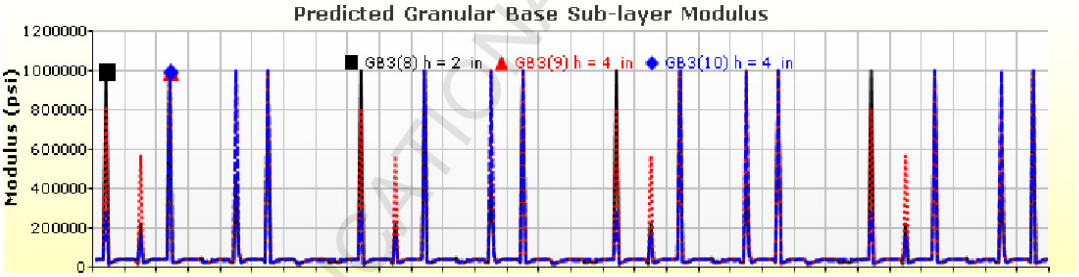


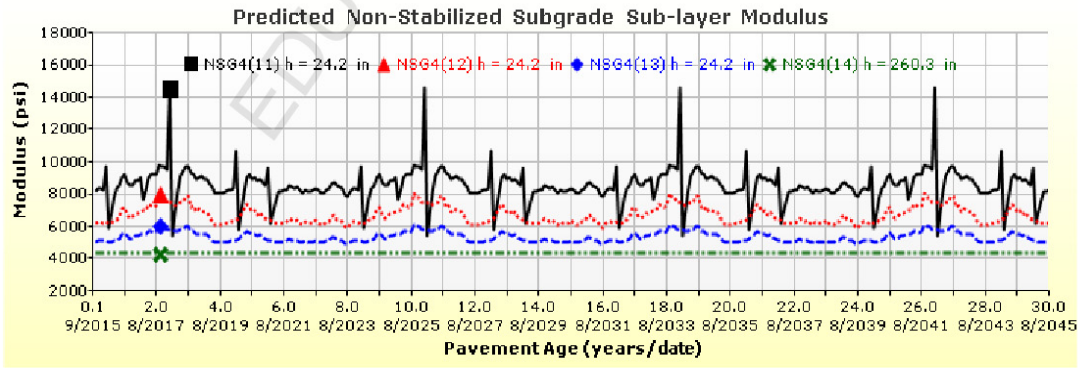
EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx







EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Layer Information

Layer 1 Flexible : Default asphalt concrete

Asphalt		
Thickness (in.)	3.0	
Unit weight (pcf)	150.0	
Poisson's ratio	Is Calculated?	False
	Ratio	0.35
	Parameter A	-
	Parameter B	-

Asphalt Dynamic Modulus (Input Level: 3)

Gradation	Percent Passing
3/4-inch sieve	100
3/8-inch sieve	77
No.4 sieve	60
No.200 sieve	6

Asphalt Binder

Parameter	Value
Grade	Superpave Performance Grade
Binder Type	64-28
A	10.312
VTS	-3.44

General Info

Name	Value
Reference temperature (°F)	70
Effective binder content (%)	11.6
Air voids (%)	7
Thermal conductivity (BTU/hr-ft-°F)	0.67
Heat capacity (BTU/lb-°F)	0.23

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Default asphalt concrete
Description of object	
Author	
Date Created	10/30/2010 1:00:00 AM
Approver	
Date approved	10/30/2010 1:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Layer 2 Flexible : Default asphalt concrete

Asphalt		
Thickness (in.)	8.0	
Unit weight (pcf)	150.0	
Poisson's ratio	Is Calculated?	False
	Ratio	0.35
	Parameter A	-
	Parameter B	-

Asphalt Dynamic Modulus (Input Level: 1)

T (°F)	0.1 Hz	1 Hz	10 Hz
14	2227634.034	2953982.836	3602156.317
40	603936.9828	1279522.589	2055909.398
70	52648.6851	184778.0298	544906.6389
130	3045.7917	4206.0933	11457.9783

Asphalt Binder

Temperature (°F)	Binder Gstar (Pa)	Phase angle (deg)
136	1041.2	86
147	503.3	87
155	365.8	88

General Info

Name	Value
Reference temperature (°F)	70
Effective binder content (%)	10.7
Air voids (%)	3.1
Thermal conductivity (BTU/hr-ft-°F)	0.67
Heat capacity (BTU/lb-°F)	0.23

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Default asphalt concrete
Description of object	
Author	
Date Created	10/30/2010 1:00:00 AM
Approver	
Date approved	10/30/2010 1:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Layer 3 Non-stabilized Base : Crushed stone

Unbound	
Layer thickness (in.)	10.0
Poisson's ratio	0.35
Coefficient of lateral earth pressure (k0)	0.5

Modulus (Input Level: 3)

Analysis Type:	Modify input values by temperature/moisture
Method:	Resilient Modulus (psi)

Resilient Modulus (psi)
30000.0

Use Correction factor for NDT modulus?	-
NDT Correction Factor:	-

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	Crushed stone
Description of object	Default material
Author	AASHTO
Date Created	1/1/2011 12:00:00 AM
Approver	
Date approved	1/1/2011 12:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

Sieve

Liquid Limit	6.0
Plasticity Index	1.0
Is layer compacted?	False

	Is User Defined?	Value
Maximum dry unit weight (pcf)	False	127.2
Saturated hydraulic conductivity (ft/hr)	False	5.054e-02
Specific gravity of solids	False	2.7
Optimum gravimetric water content (%)	False	7.4

User-defined Soil Water Characteristic Curve (SWCC)	
Is User Defined?	False
af	7.2555
bf	1.3328
cf	0.8242
hr	117.4000

Sieve Size	% Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8-in.	57.2
1/2-in.	63.1
3/4-in.	72.7
1-in.	78.8
1 1/2-in.	85.8
2-in.	91.6
2 1/2-in.	
3-in.	
3 1/2-in.	97.6

EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Layer 4 Subgrade : A-1-a

Unbound	
Layer thickness (in.)	Semi-infinite
Poisson's ratio	0.35
Coefficient of lateral earth pressure (k0)	0.5

Modulus (Input Level: 2)

Analysis Type:	Modify input values by temperature/moisture
Method:	Resilient Modulus (psi)

Resilient Modulus (psi)
8000.0

Use Correction factor for NDT modulus?	-
NDT Correction Factor:	-

Identifiers

Field	Value
Display name/identifier	A-1-a
Description of object	Default Material
Author	AASHTO
Date Created	1/1/2011 12:00:00 AM
Approver	
Date approved	1/1/2011 12:00:00 AM
State	
District	
County	
Highway	
Direction of Travel	
From station (miles)	
To station (miles)	
Province	
User defined field 2	
User defined field 3	
Revision Number	0

Sieve

Liquid Limit	6.0
Plasticity Index	1.0
Is layer compacted?	False

	Is User Defined?	Value
Maximum dry unit weight (pcf)	False	127.2
Saturated hydraulic conductivity (ft/hr)	False	5.054e-02
Specific gravity of solids	False	2.7
Optimum gravimetric water content (%)	False	7.4

User-defined Soil Water Characteristic Curve (SWCC)	
Is User Defined?	False
af	7.2555
bf	1.3328
cf	0.8242
hr	117.4000

Sieve Size	% Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8-in.	57.2
1/2-in.	63.1
3/4-in.	72.7
1-in.	78.8
1 1/2-in.	85.8
2-in.	91.6
2 1/2-in.	
3-in.	
3 1/2-in.	97.6

EDUCATIONAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Calibration Coefficients

AC Fatigue

$$N_f = 0.00432 * C * \beta_{f1} k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2 \beta_{f2}} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3 \beta_{f3}}$$

$$C = 10^M$$

$$M = 4.84\left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.69\right)$$

k1: 0.007566
k2: 3.9492
k3: 1.281
Bf1: 1
Bf2: 1
Bf3: 1

AC Rutting

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_z \beta_{r1} 10^{k_1} T^{k_2 \beta_{r2}} N^{k_3 \beta_{r3}}$$

$$k_z = (C_1 + C_2 * depth) * 0.328196^{depth}$$

$$C_1 = -0.1039 * H_{ac}^2 + 2.4868 * H_{ac} - 17.342$$

$$C_2 = 0.0172 * H_{ac}^2 - 1.7331 * H_{ac} + 27.428$$

Where:

$H_{ac} = total\ AC\ thickness(in)$

$\varepsilon_p = plastic\ strain\left({}^{in}/_{in}\right)$

$\varepsilon_r = resilient\ strain\left({}^{in}/_{in}\right)$

$T = layer\ temperature(^{\circ}F)$

$N = number\ of\ load\ repetitions$

K1: -3.35412	K2: 1.5606	K3: 0.4791
Br2: 1	Br3: 1	Br1: 1

AC Rutting Standard Deviation

0.24*Pow(RUT,0.8026)+0.001

Thermal Fracture

$$C_f = 400 * N\left(\frac{\log C / h_{ac}}{\sigma}\right)$$

$$\Delta C = (k * \beta t)^{n+1} * A * \Delta K^n$$

$$A = 10^{(4.389 - 2.52 * \log(E * \sigma_m * n))}$$

$C_f = observed\ amount\ of\ thermal\ cracking(ft/500ft)$
$k = refression\ coefficient\ determined\ through\ field\ calibration$
$N() = standard\ normal\ distribution\ evaluated\ at()$
$\sigma = standard\ deviation\ of\ the\ log\ of\ the\ depth\ of\ cracks\ in\ the\ pavments$
$C = crack\ depth(in)$
$h_{ac} = thickness\ of\ asphalt\ layer(in)$
$\Delta C = Change\ in\ the\ crack\ depth\ due\ to\ a\ cooling\ cycle$
$\Delta K = Change\ in\ the\ stress\ intensity\ factor\ due\ to\ a\ cooling\ cycle$
$A, n = Fracture\ parameters\ for\ the\ asphalt\ mixture$
$E = mixture\ stiffness$
$\sigma_M = Undamaged\ mixture\ tensile\ strength$
$\beta_t = Calibration\ parameter$

Level 1 K: 1.5	Level 1 Standard Deviation: 0.1468 * THERMAL + 65.027
Level 2 K: 0.5	Level 2 Standard Deviation: 0.2841 *THERMAL + 55.462
Level 3 K: 1.5	Level 3 Standard Deviation: 0.3972 * THERMAL + 20.422

CSM Fatigue

$$N_f = 10^{\left(\frac{k_1 \beta_{c1} \left(\frac{\sigma_s}{M_r}\right)}{k_2 \beta_{c2}}\right)}$$

$N_f = number\ of\ repetitions\ to\ fatigue\ cracking$
$\sigma_s = Tensile\ stress(psi)$
$M_r = modulus\ of\ rupture(psi)$

k1: 1	k2: 1	Bc1: 1	Bc2:1

DRAFT INTERNAL VERSION

GB-20

File Name: C:\Users\acarter\Desktop\GB-20.dgpx

Subgrade Rutting			
$\delta_a(N) = \beta_{s_1} k_1 \varepsilon_v h \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \left\| e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^{\beta}} \right\|$		δ_a = permanent deformation for the layer N = number of repetitions ε_v = average veritcal strain(in/in) $\varepsilon_0, \beta, \rho$ = material properties ε_r = resilient strain(in/in)	
Granular		**Fine**	
k1: 2.03	Bs1: 1	k1: 1.35	Bs1: 1
Standard Deviation (BASERUT) 0.1477*Pow(BASERUT,0.6711)+0.001		Standard Deviation (BASERUT) 0.1235*Pow(SUBRUT,0.5012)+0.001	

AC Cracking						
AC Top Down Cracking				**AC Bottom Up Cracking**		
$FC_{top} = \left(\frac{C_4}{1 + e^{(C_1 - C_2 * \log_{10}(Damage))}}\right) * 10.56$				$FC = \left(\frac{6000}{1 + e^{\left(C_1 * C_1' + C_2 * C_2' * \log_{10}(D * 100)\right)}}\right) * \left(\frac{1}{60}\right)$ $C_2' = -2.40874 - 39.748 * (1 + h_{ac})^{-2.856}$ $C_1' = -2 * C_2'$		
c1: 7	c2: 3.5	c3: 0	c4: 1000	c1: 1	c2: 1	c3: 6000
AC Cracking Top Standard Deviation				**AC Cracking Bottom Standard Deviation**		
200 + 2300/(1+exp(1.072-2.1654*LOG10 (TOP+0.0001)))				1.13+13/(1+exp(7.57-15.5*LOG10 (BOTTOM+0.0001)))		

CSM Cracking				IRI Flexible Pavements			
$FC_{ctb} = C_1 + \frac{C_2}{1 + e^{C_3 - C_4(Damage)}}$				C1 - Rutting C2 - Fatigue Crack		C3 - Transverse Crack C4 - Site Factors	
C1: 1	C2: 1	C3: 0	C4: 1000	C1: 40	C2: 0.4	C3: 0.008	C4: 0.015
CSM Standard Deviation							
CTB*1							

EDUCATIONAL VERSION

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Planete-TP. 2007. « Formulation des enrobés bitumineux ». In *Le site de l'association pour la connaissance des travaux publics*. En ligne. <http://www.planete-tp.com/formulation-des-enrobes-bitumineux-a800.html>. Consulté le 22 février 2012.

Bitume Québec. 2008, « La mise en œuvre des enrobés ». In *Guide de bonnes pratiques*. En ligne.<http://www.bitumequebec.ca/assets/application/publications/c74c97c89a90256_file.pdf >. Consulté le 13 mars 2012.

USIRF. (2011). « Le bitume : histoire d'un matériau routier ». In *Le site de l'union des syndicats de l'industrie routiere fracaise*. En ligne. <http://www.usirf.com/Actions-Dossiers/Le-bitume-histoire-d-un-materiau-routier#body_2>. Consulté le 8 janvier 2012.

Aklonis John J., et William J. MacKnight 1983. *Introduction to polymer viscoelasticity*, 2nd ed. Ontario : John Wiley & Sons, Ltd, 320p

Aurilio, Vince et Richard Parizeau. 2003. « Applications et développement récent des enrobés à matrice de pierre ». In *Le site de Bitumequébec*. En ligne. 64p. <http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/d6f091b869f10ee_file.PDF>. Consulté le 8 août 2012.

Boutin, Guylaine et Claude Lupien. 2000. « Thermal cracking of asphalt pavement. Canadian Technical AsphaltAssociation Prpceeding ». 2000 In *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress.* (Barcelona, 2000), p. 45-59. Montréal : Sintra Inc.

Boutin, Louise. 2010. « Historique et mise à jour sur les enrobés du MTQ ». In *Le site de Bitumequébec*. En ligne. 34p. http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/e25852457c02936_file.pdf. Consulté le 25 janvier 2013.

Boutin, Louise, Michel Paradis, Pierre Langlois et Michel Labrie. 2004. « Mesure en laboratoire de la résistance au retrait thermique des enrobés ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 9, no 4. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/2003-2004/04-04.pdf >. Consulté le 12 février 2013.

Brown, E. Ray, John E. Haddock et Campbell Crawford. 1996. « Investigation of stone matrix asphalt mortars ». In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol 1530, p. 95-102.

Brown, E. R., John. E. Haddock, Rajib B. Mallick, et Todd A. Lynn. 1997. *Development of a mixture design procedure for stone matrix asphalt (SMA)*. Coll. « National Center for Asphalt Technology Report », NCAT Report No. 97-3. Auburn (Alabama): Auburn University, 30p.

Brown, E. R., Rajib B. Mallick, John. E. Haddock, et John Bukowski. 1997. *Performance of stone matrix asphalt (SMA) mixtures in the united states*. Coll. « National Center for Asphalt Technology Report », NCAT Report No. 97-1. Auburn (Alabama): Auburn University, 87p.

Brown, E. R., et H. Manglokar. 1993. *Evaluation of laboratory properties of sma* mixtures. Coll. « National Center for Asphalt Technology Report », NCAT Report No. 93-5. (Alabama): Auburn University, 87p.

Campbell, Craig. 1999. *The Use of Stone Mastic Asphalt on Aircraft Pavements*. Coll. « Final Report », SEN713. Melbourne (Australia): School of Engineering and Technology, Deakin University, 61p.

Carter, Alan. 2002. « Rhéologie en petite déformation des enrobés bitumineux et mesure de leur résistance à basse température à partir de l'essai TSRST », Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal (Québec), École de technologie supérieure, 213p.

Carter, Alan et Perraton, Daniel. 2002. « La mesure du module complexe des enrobés bitumineux ». In *2e conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civil*. (Montréal, 5-8 juin 2002), 10p.

Grand-duche de LUXEMBOURG. À jour au 6 avril 2005. *Ponts et chaussees : Cahier des charges : Enrobes à chaud*. En ligne. Luxembourg : Ministere des travaux publics. < http://www.pch.public.lu/publications/clauses/CDC-ENR05.pdf >. Consulté le 9 juin 2012.

CETE Meditarannée. 2010. « Formation des Laboratoires départementaux : Essais de laboratoire Contrôles de chantier ». 75p. http://www.ceteaix.fr/imgarea/Cotita10_formation%20labo%20janv.Enrobes.pdf. Consulté le 8 avril 2013.

Cerezo, Véronique. 2005. « Mesure de l'adhérence des chausseés routières ». En ligne. 8p. http://www.cotita.fr/IMG/pdf_cete69_dll_sagri_cotita_2011_01_27_v3.pdf. Consulté le 17 mars 2013.

Cupo-Pagano M., A. D'Andrea, G. Cantisani. 1997. « The role of filler in bituminous mastics and concretes ». In *Mechanical Tests for Bituminous Materials – Recent Improvements and Future Prospects*, sous la dir. de Di Benedetto, Hervé, Rotterdam (Netherlands).

Di Beneditto, H. et C. De La Roche. 2005. *State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures*. Coll. « Bituminous binders and mixes: State of the art and interlaboratory test on mechanical behavior and mix design », Report RILEM no 17. London. Ed., E and FN Spon, p. 97-123.

De Backer, C., K. Denolf, J. De Visschere, L. Glorie, et al. 2007. *Enrobés à module élevé: de la conception à la mise en œuvre*. Coll. « Compte rendu de recherche », CR 43/07. Bruxelles (Belgique) : Centre de recherche routiere (CRR), 175p.

De Laporte, et Brice. 2007. « Étude de la rhéologie des mastics bitumineux à l'aide d'un rhéomètre à cisaillement annulaire », Thèse de doctorat, France, École Nationale des Travaux Publics de l'État, 250p.

Domec, Vincent. 2005. « Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux en condition de trafic simulé et de temperature ». These de doctorat en génie mécanique, Bordeaux (France), Université de Bordeaux 1, 277p.

Donald, E., et P. E., Watson. 2003. « An updated review of sma and superpave projects ». En ligne. 22p. http://www.ltrc.lsu.edu/TRB_82/TRB2003-002135.pdf. Consulté le 16 janvier 2013.

Doucet, Felix, Bruno Auger, et Guy Tremblay. (2001). «Détermination du module complexe des enrobés ». Info-DLC. En ligne. Vol. 16, no4. < http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/2011/2011.09.pdf >. Consulté le 29 septembre 2012.

Duchesne, Christine, Michel Labrie. 2002. « Caractéristiques et usages des émulsions bitumineuses : liant d'accrochage ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 7, n°. 12. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/2001-2002/02-12.pdf >. Consulté le 29 septembre 2012.

Francken, L. 1977. « Module complexe des mélanges bitumineux ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, n° Spécial 5, decembre 1977, p. 181-198.

Gourier, Orianne. 2009. « Étude en detail de l'enrobe SMA en comparaison aux enrobés français ». Projet de fin d'étude en génie civil, Strasbourg (France), INSA Strasbourg, 79p.

Jung O.H. et T.S. Vinson. 1994. *Low-temperatura cracking: test selection*. Coll. « SHRP Reports »,SHRP A-400. Oregon (USA) : Oregon State University, 106p.

lsacsson U., T.S. Vinson, H. Zeng 1997. *The influence of material factors on the low temperature cracking of asphalt*, « Mechanical Tests for Bituminous Materials », p. 375-382.

Julien, S., G. Tremblay, M. A. Bérubé, et B. Auger. 1994. « Relation entre la nature des granulats et la glissance des chaussées ». *Routes et Transports,* vol. 24, p. 4-15.

Junod, A. 2004. *Formulation et optimisation des formules d'enrobés*. Coll. « Rapport de recherche de EPFL », ASTRA 2000/421-2. Lausane (Suisse) : École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 79p.

Kandhal, P. S., C. Y. Lynn et Frazier Parker. 1998. *Characterization tests for mineral fillers related to performance of asphalt paving mixtures*. Coll. « NCAT Report », n° 98-2. Auburn (Alabama) : Auburn University, 26p.

Laldji, S. 2013. *Les enrobés bitumineux.*[Notes du cours TCHO25 Travaux de génie civil]. Montréal : École de technologie supérieure.

Lamothe, Sébastien. 2004. « Influence du dosage en filler et de l'ajout d'un sable roulé sur le couple ouvrabilité-orniérage ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 162p.

Langlois, Pierre. 2005. *Enrobés formulation selon la méthode LC*, Direction du laboratoire des chaussées, Vol 1, Québec**,** 111p.

Langlois, Pierre, Marina Beaudoin, et Pierre Lafontaine. 1997. « Méthode de formulation LC pour les enrobés ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 12, n° 2. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/1997-1998/97-12.pdf>. Consulté le 25 mai 2012.

Langlois, Pierre, Yves Savard et Michel Labrie. 1999. « Rigidité et résistance à la fatigue des enrobés ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 4, n° 8. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/1999-2000/99-08.pdf>.

Lelièvre, André. 1994. *Les enrobés bitumineux.* Coll. « Sciences ». Sainte-Foy : Griffon d'argile, 410p.

Lombardi, Bernard. 2005. « LES LIANTS HYDROCARBONÉS : Le bitume : Origine du pétrole - Fabrication du bitume - NormalisationComposition en liaison avec les bruts et les procédés - HSE ». En ligne. 63p. < http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/10404168b05c9c1_file.pdf >. Consulté le 13 decembre 2012.

Malo, Jean Michel. 2012. « incorporation de particules de bardeaux d'asphalte de postconsommation dans les enrobés bitumineux ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 356p.

Meunier, Mathieu. 2005. « Contribution à la mise au point des critères de formulation pour les enrobés SMA adaptés à la formulation du laboratoire des chaussées du ministère des transports du québec ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 254p.

Meunier, Mathieu. 2012. « Prédiction de l'orniérage lié aux déformations permanentes des enrobés bitumineux ». These de doctorat en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 305p.

Michel, F. 1997. « Les granulats ». En ligne. 39 p. <http://economie.oieau.fr/IMG/pdf/529_UNICEM_Granulats-3.pdf>. Consulté le 17 fevrier 2013.

Moreux, Jean laude., Anne Marie Leclerc et André F. Bossé. 1996. « Les liants hydrocarbonés PG H-L 1996-1997 ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 1, n° 8. < http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/1995-1996/96-04.pdf >. Consulté le 15 juin 1012.

Mouliérac, Henri et Francois Prévost. 2001. *Les enrobés bitumineux,* Tome 1. Paris : Revue generale des routes et des aerodromes (RGRA), 229p.

Mouliérac, Henro et Francois Prévost. 2003. *Les enrobés bitumineuux,* Tome 2. Paris : Revue générale des routes et des aerodromes (RGRA), 381p.

Moutier, F. 1991. « Réflexions à propos d'un essai de simulation de l'aptitude au compactage d'un enrobé: L'essai à la presse à cisaillement giratoire ». *Bulletin liaison laboratoire Ponts et Chaussées*, n° 175, p. 93-97.

Noël, Frédéric, Daniel Perraton, et Alan Carter. 2006. « Incorporation de particules de bardeaux d'asphalte de postconsommation dans les enrobés bitumineux ». En ligne. 3p. <http://www.etsmtl.ca/Etudiants-actuels/Cycles-sup/Realisation-etudes/Guides-gabarits/Guide_redaction >. Consulté le 3 décembre 2012.

Olard, Francois. 2003. « Comportement thermomécanique des enrobés bitumeux à basses températures : relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé ». Thèse de doctorat en génie civil, Lyon (France), Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 221p.

Paradis, Michel. 2006. « Les constituants des enrobés au Québec : Formation sur les enrobés bitumineux ». En ligne. 29p. < http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/8830b74650bcd12_file.pdf >. Consulté le 19 jouillet 2012.

Paradis, Michel, Louise Boutin, Pierre Langlois et Michel Labrie. 2004. « Enrobé à matrice de pierre ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 9, n° 1.< http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/2003-2004/04-01.pdf>. Consulté le 27 août 2012.

Paradis, Michel et Martin Routhier. 2006. « Formulation des enrobés à matrice de pierre (SMA) selon la formulation du Laboratoire des chaussée ». *Bulletin Innovation Transport*, n° 27, (juin 2006), p. 25-31.

Perraton Daniel, Baaj Hassan, Hervé Di Benedetto et Michel Paradis. 2003. « Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai : aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 30, n° 5, p. 902-913.

Perraton, Daniel et Alan Carter. 2010. MGC 922 : *Sujets spéciaux II en génie de la construction (enrobés bitumineux : formulation et mise en oeuvre)* notes du cours MGC-992. Programme de Maîtrise en génie de la construction. Montréal : École deTechnologie Supérieure, pagination multiple.

Perraton Daniel, Alan Carter, Tremblay O. et Pierre Langlois. 2001. « Rheological properties, thermal cracking and rutting resistance of Stone Matrix Asphalt ». *CTAA Compendium*, Vol. 1, p. 138-167.

Perraton, Daniel, Mathieu Meunier, et Alan Carter. 2007. « Application des méthodes d'empilement granulaire à la formulation des stones matrix asphalts (SMA) ». *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 270-271**,** p. 87-108.

Perraton, Daniel. 2004. *Sciences des matériaux*. [Notes de cours CTN-356]. Montréal : École de technologie supérieure.

Pierce, Linda M. 2000. *Stone matrix asphalt– SR-524, 64th Avenue West to I-5*. Coll. « Post Construction Report », Report n° WA-RD 504.1. Washington State : Department of Transportation, 67p.

Planche, Jean Pascal. 2008. « Les bitumes modifiés : une solution pour des chaussées plus durables ». *Bitume Info*, n°19, 20p.

Powers, T.C. 1964. « The physical structure of Portland cement paste in The chemistry of cements ». *Academic Press*, Vol. 2, p 391-416.

Prowell, Brian D., Graham C. Hurley, Donald E. Watson et E. Ray Brown. 2010. « Evaluation of stone matrix asphalt (SMA) for airfield pavements ». En ligne. 15p. < http://www.airporttech.tc.faa.gov/ATT2010/Pavements/Session6a/Prowell-Evaluation%20of%20SMA%20for%20Airfield%20Pavements.pdf >. Consulté le 8 mars 2012. .

Rademaker, M. 1996. *Evaluation of Stone Matrix Asphalt*. Coll. « Physical Research », Report n° FHWA/IL/PR-121. Illinois (USA) : Department of transportation**,** 107 p.

Rioux, Nelson, Guy Doré et Pierre La Fontaine. 1998. « Le soulèvement des fissures : causes et remèdes ». *Info-DLC*. En ligne. Vol. 3, n° 2.< http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/1997-1998/98-02.pdf >. Consulté le 9 mars 2012.

Robert, Claude. 2010. « Les exigences du MTQ sur les granulats et le comportement des matériaux ». En ligne. 28 p. <http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/3fd3a8b7724debc_file.pdf >. Consulté le 30 août 2012.

Schmiedlin, Robert B. et Debra L. Bischoff. 2002. *Stone Matrix Asphalt: The Wisconsin Experience*. Coll. « Technical Report Documentation », Report n° WI/SPR-02-02. Wisconsin : Department of Transportation, 28p.

Scholz, T. V. et S. F. Brown .1996. « Rheological Characteristics of Bitumen in Contact with Mineral Aggregate ». *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 65, p. 357-384.

Sharkoor, Aamer, Susan Tighe, Gerhard Kennepohl et Leo Rothenburg. 2004. *Performance Evaluation of New Technology Based Asphalt Mixes*. Coll. « Technical Report Documentation », Report n° HIIFP-017. Ontario: University of Waterloo, 112p.

Soltani A. 1998. « Comportement en fatigue des enrobés bitumineux ». Thèse de doctorat, Lyon, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 278p.

TANG, Zhenzhong. 2007. « Polissage et adhérence des chaussées routières ». These de doctorat en Génie Civil, Nante (France), École Nationale des Ponts et Chaussées, 268p.

Touhara, Radouen. 2012. « Étude de la résistance en fatigue des matériaux bitumineux ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de Technologie Superieure, 187p.

Tourangeau, Guy. 2005. « L'approche qualité et les essais sur les bitumes au ministèere des transports du Québec ». En ligne. 20p.< http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/98d1f2feb244c6e_file.pdf>. Consulté le 3 juin 2012.

Tourangeau, Guy et Michel Labrie. 1998. « Contrôle de la qualité du bitume PG H L » *Info-DLC*. En ligne. Vol. 3, n° 6. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/1997-1998/98-06.pdf>. Consulté le 25 mai 2012.

Travers, Francois. 2005. « Effets des facteurs de formulation sur la fatigue et le module ». En ligne. 22p. < http://media.lcpc.fr/ext/pdf/sem/2005_ch15_25.pdf >. Consulté 13 fevrier 2013.

Tremblay, Denis (2001), « Influence des différents paramètres de formulation et optimisation des enrobes à matrice de pierre ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, Ecole de Technologie Superieure, 145p.

Tremblay, Denis. 2002. « Étude de l'influence des différents paramètres de formulation et optimisation des enrobés à matrice de pierre ». En ligne. 28p. <http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/b6de5f237f988a2_file.pdf >. Consulté le 2 juin 2012.

Tremblay, Guy et Pierre La Fontaine. 1996. « Influence de la fraction sable et du filler minéral sur la résistance à l'orniérage des enrobés ». *Info-DLC*. En ligne.Vol. 1, n° 16.http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/reseau_routier/info_dlc/1995-1996/96-12.pdf>. Consulté le 28 mai 2012.

Trépanier, Gérard. 1990. « Le VAM : un critère pour la formulation, la fabrication, la normalisation et le contrôle des enrobés ». Mémoire de maitrîse en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 121p.

Villamor, F. G. and F. E. P. Jimenez. 2011. « Évaluación en laboratorio de la durabilidad de mezclas bituminosas tipo SMA ». En ligne. 1p. < http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/13893/2/02%20Resumen.pdf>. Consulté le 23 avril 2013.

Visa, Frédéric. 2008. « Les differents types d'enrobés ». En ligne. 8p. < http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/51Enrobes_cours-routes_procedes-generaux-de-construction.pdf >. Consulté le 11 jouillet 2012.

West, R. C. 1995. « Mix design and aggregate requirements for stone matrix asphalt mixtures ». These de doctorat, Floride (USA), University of Floride, 286p.