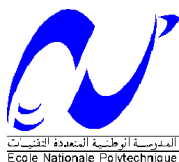


République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Matériaux de
Génie Civil et Environnement



Thèse de Doctorat en Sciences
en Génie Civil

Présentée par :
AZZOUZI Boulanouar

Intitulée

**Contribution à l'étude du comportement mécanique des
éléments bicouches – Grave ciment /Béton bitumineux –
sous sollicitations statiques et cycliques.**

Soutenue publiquement le 18/04/2019 devant le jury :

Président de jury :	Mr. BALI Abderrahim	Professeur à l'ENP d'Alger
Directeur de thèse :	Mme. MITICHE-KETTAB. Ratiba	Professeur à l'ENP d'Alger
Examineurs :	Mr. BOURAHLA Noureddine	Professeur à l'ENP d'Alger
	Mr. HADDADI Smail	Professeur à l'USTHB
	Mr. BOUBAKER Bencheikh	Maitre de conférences A à l'U. Djelfa
	Mr. MESSAFER Tahar	Maitre de conférences A à l'U. Boumerdés

ENP 2019

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Matériaux de
Génie Civil et Environnement



Thèse de Doctorat en Sciences **en Génie Civil**

Présentée par :
AZZOUZI Boulanouar

Intitulée

**Contribution à l'étude du comportement mécanique des
éléments bicouches – Grave ciment /Béton bitumineux –
sous sollicitations statiques et cycliques.**

Soutenue publiquement le 18/04/2019 devant le jury :

Président de jury :	Mr. BALI Abderrahim	Professeur à l'ENP d'Alger
Directeur de thèse :	Mme. MITICHE-KETTAB. Ratiba	Professeur à l'ENP d'Alger
Examineurs :	Mr. BOURAHLA Nouredine	Professeur à l'ENP d'Alger
	Mr. HADDADI Smail	Professeur à l'USTHB
	Mr. BOUBAKER Bencheikh	Maitre de conférences A à l'U. Djelfa
	Mr. MESSAFER Tahar	Maitre de conférences A à l'U. Boumerdes

ENP 2019

Ecole Nationale Polytechnique (ENP)
10, Avenue des Frères Oudek, Hassen Badi, BP. 182, 16200 El Harrach, Alger, Algérie
www.enp.edu.dz

Remerciements

Je remercie tout d'abord **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener à terme ce travail.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas **ALLAH** »,

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements, à Mme **R. KETTAB** pour son suivi, ses précieux conseils et orientations qui m'ont été d'une grande utilité tout au long de ce travail.

Je remercie le professeur **BALI Abderrahim** de l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse de Doctorat en sciences, ainsi que pour l'intérêt qu'il lui a porté à cette recherche.

Mes remerciements à Pr. **HADDADI Smail**, Pr. **BOURAHLA Nouredine**, Dr. **BENCHEIKH Boubaker** et Dr. **MESSAFER Taher** pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner.

Je remercie le personnel de laboratoire de matériaux et de génie civil et environnement (**LMGCE, ENP Alger**), le Laboratoire de Développement en Mécanique et Matériaux (**LDMM, U Djelfa**), le Laboratoire de Mitidja de Travaux Publics et Bâtiment (**LMTPB, Alger**), le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (**LHC, Sud Djelfa**) et **Le Laboratoire des routes (Université de Bologna/Italie)** représenté par le professeur **Cesar Sangiorgio**. Ainsi que toutes les personnes qui m'ont apporté leur aide.

Je remercie tous mes enseignants pour le savoir qu'ils m'ont transmis.

Je profite aussi de cette occasion solennelle pour adresser mes remerciements à toute ma famille qui m'a toujours encouragé et soutenu tout au long des années d'études.

Je remercie enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué de près ou de loin par leur aide au bon déroulement de ce travail.

ملخص

الهدف الرئيسي لبناء الطرق هو تحقيق متانة هيكل الطريق خلال العمر التقديري ، زيادة حركة المرور والحمولة المطبقة على الطريق وخاصة الوزن الثقيل ، يتطلب استخدام المواد الصلبة التي تستطيع تحمل هذه القوى مثل الحصى الإسمنتي، ولكن عيب هذه المادة يكمن في التشققات الصغيرة التي تظهر نتيجة للانكماش ، هذه الشقوق تتطور بسرعة وتنتشر للطبقات العليا مما يؤدي إلى تدهور الطريق.

البحث عن الهيكل المثالي للطريق المكون من طبقتين (إسفلتية وإسمنتية) مقاوم لإنتشار التشققات هو موضوع هذا العمل وذلك من خلال تحسين الالتصاق بين الطبقتين ؛ بدءا من البحث عن الصيغة المثلى للحصى الإسمنتي وذلك بإضافة رمل الكثبان كمصحح للتدرج حيث أظهرت النتائج تحسنا في الصلابة مع نسب معينة من الرمل (20%)، ثم البحث عن الخلطة الإسفلتية المناسبة بواسطة تجربة مارشال، وصولا لعملية لصق الطبقتين عن طريق إضافة رمل الكثبان للمستحلب لتكوين ملاط قادر على تحسين الالتصاق بين طبقتين ، وبالتالي يساهم في تأخير انتشار التشققات ، تظهر اختبارات الانحناء ذات الثلاث نقاط الدورية أن 30٪ من رمال الكثبان في الطبقة البيئية هي أفضل نسبة حيث أعطت عددا كبيرا من الدورات مقارنة بالنسب الأخرى (50،40،20،10،0) ، مع الاحتفاظ بالقوة والتردد ثابتين (3 كيلو نيوتن / 10 هرتز). وتتم هذه النتائج رمال الكثبان كعنصر مهم في الهيكل المكون من طبقتين (إسفلتية وإسمنتية) وكماقوام للشقوق.

الكلمات المفتاحية: الحصى الإسمنتي ، الخرسانة الإسفلتية ، رمال الكثبان ، مارشال ، الطبقة البيئية ، الانحناء ، الانكماش ، التشققات ، الطبقة الثانية ، مقاوم الشقوق ، التجارب الدورية ، السلوكية ، الإجهاد ، الالتصاق.

ABSTRACT

The main interest of road builder is the durability of the pavement body during the estimated life of the road, the progression of traffic and loading applied on the road especially by the heavy weight, requires the use of rigid materials to support these loads such as Gravel-Cement, but the disadvantage of this material is the micro crack as a result of phenomenon of shrinkage, these cracks propagate quickly to the upper layers resulting the degradation of the road.

The search for a better behavior of GC / BB pavements with an anti-reflective cracking system by the improvement of the adhesiveness at the interface is the object of this work; starting with the search for the optimum formulation of the Gravel-Cement (GC) using sand dune as a granularity corrector, then the formulation of the bituminous concrete (BB) by the Marshall method to find the content of bitumen which gives the mixture the desired characteristics, to finish by the manufacture of the bilayer (GC / BB) by varying the dune sand content at the interface which forms with the emulsion a mortar improving the adhesion between the two layers which retard the propagation of cracks, the cyclic three-point bending tests show that 30% of the dune sand in the interface has the best percentage which gives the higher number of cycles compared to the other percentages (0,10, 20,40,50%), keeping the force and the frequency constant (3 kN / 10Hz). These results valorize the dune sand in the (GC/BB) composite pavement as a constituent in the Grave-Cement and as an anti-reflector of cracks at the interface between the two layers.

Key words: Gravel-cement, bituminous concrete, dune sand, Marshall test, interface, three-point bending, cyclic, shrinkage, micro fissure, bilayer, anti-reflector, behaviour, sollicitation, adhesion.

RESUME

L'intérêt principal du constructeur des routes est la durabilité du corps de chaussée pendant la durée de vie estimée de la route, sous la progression du trafic et du chargement appliqué spécialement par le poids lourd. Ceci nécessite l'utilisation de matériaux rigides qui supportent mieux ces charges tels que les Grave-Ciment. L'inconvénient de ce matériau est les micro fissures dues au phénomène de retrait ; ces fissures se développent rapidement et se propagent vers les couches supérieures entraînant la dégradation de la route.

La recherche d'un meilleur comportement des chaussées Grave-Ciment/Béton Bitumineux vis-à-vis de la propagation des fissures par l'amélioration de l'adhérence à l'interface fait l'objet de ce travail. On commence par la recherche de la formulation optimum de la Grave-Ciment (GC) en utilisant le sable de dune comme correcteur de granularité ; suivie de la formulation du béton bitumineux (BB) par la méthode de Marshall afin de trouver la teneur en bitume qui donne au mélange les caractéristiques voulues. On poursuit le travail par la fabrication du bicouche (GC/BB) en variant la teneur en sable de dune à l'interface qui forme avec l'émulsion un mortier capable d'améliorer l'adhésion entre les deux couches et donc de retarder la propagation des fissures. Les essais cycliques de flexion en trois points montrent que 30% du sable de dune dans l'interface présente le meilleur pourcentage qui donne un nombre de cycles important par rapport aux autres pourcentages (0, 10, 20,40, et 50%), en gardant la force et la fréquence constantes (3 kN/10Hz). Ces résultats valorisent le sable de dune dans le corps de chaussée composite GC/BB comme un constituant dans la Grave-Ciment et comme un anti-rélecteur des fissures à l'interface entre les couches à base d'un liant hydraulique et à base d'un liant hydrocarboné.

Mots clés : Grave-Ciment, Béton bitumineux, sable de dune, interface, micro fissure, bicouche, comportement, sollicitation, adhérence.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

INTRODUCTION GENERALE.....	19
I. FISSURATION DES CHAUSSEES	25
I.1. Introduction	25
I.2. Les fissures dans les chaussées.....	25
I.2.1. Introduction	25
I.2.2. Provenance et classes des fissures	26
I.2.3. Distinction des fissures par mode de dégradation	26
I.2.3.1. Fissures par retrait thermique ou de prise	26
I.2.3.2. Fissures par fatigue	26
I.2.3.3. Fissures réfléchives.....	27
I.2.3.4. Fissures liées au sol support	29
I.2.3.5. Fissures de construction	29
I.2.3.6. Fissures de vieillissement.....	29
I.2.4. Distinction des fissures selon les critères de relevé visuel	29
I.3. Fissuration des bétons bitumineux.....	30
I.3.1. Introduction	30
I.3.2. Les essais à échelle réelle :.....	31
I.3.2.1. Les essais sur les fissures des chaussées à échelle réelle	31
I.3.2.1.1. Les mécanismes de fissuration observés par l’essai de manège de fatigue (IFSTAAR) ...	32
I.3.2.1.2. Évaluation du comportement de l'interface pendant le test APT :	35
I.3.2.2. Essais sur l’autoroute de France :	36
I.3.2.2.1. Chaussées bitumineuses épaisses :	37
I.3.2.2.2. Chaussées semi-rigides :	37
I.3.2.3. Les essais sur le routes des États-Unis.....	38
I.3.2.4. Les essais sur l’utilisation des polymères modifiés à l’interface.....	39
I.3.3. Les essais à échelle réduit.....	40
I.3.3.1. Mesure de l’énergie de fissuration par la méthode de traction de disque compact	40

I.3.3.2. Mesure de l'énergie de fissuration par l'essai de Fenix.....	41
I.3.3.3. L'essai de flexion à 4 points	41
I.3.3.4. Mesure du module complexe par l'essai uniaxial cylindrique.....	42
I.3.3.5. Essais de fatigue à l'aide d'éprouvettes de forme trapézoïdale	43
I.3.3.6. L'essai de flexion-retrait de LRPC d'Autun.....	44
I.3.3.7. Résumé	45
I.4. Modèles constitutifs d'initiation et de propagation des fissures	46
I.4.1. Objectif.....	46
I.4.2. Modèle d'initiation et croissance des fissures pour les Matériaux viscoélastiques	46
I.4.3. Modèle de fracture de la zone cohésive.....	47
I.4.4. Modèles mécaniques de rupture de béton bitumineux à chaud	48
I.5. Comportement de l'interface	49
I.5.1. Objectif.....	49
I.5.2. Essais et résultats sur l'interface.....	49
I.5.3. Essais pour caractériser l'interface	51
I.5.3.1. Généralité	51
I.5.3.2. Paramètres influençant le phénomène	52
I.5.4. Modélisation de comportement de l'interface.....	53
I.5.5. Les essais de comportement de l'interface par type de fissure	54
I.5.5.1. Mode I : mode d'ouverture.....	54
I.5.5.1.1. L'essai de traction par flexion	54
I.5.5.1.2. L'essai de traction par flexion in-situ.	56
I.5.5.1.3. Essai de traction sur les échantillons entaillés :.....	56
I.5.5.2. Mode II de cisaillement en plan.....	57
I.5.5.2.1. L'essai de liaison par cisaillement (SBT) sans contrainte normale :.....	58
I.5.5.2.2. L'essai de liaison par cisaillement (SBT) avec contrainte normale :	59
I.5.5.3. Mode III Mode de cisaillement hors plan	59
I.5.5.4. Modes mixtes : Combinaison des modes I et II	60
I.5.5.4.1. Traction par flexion en 3 points	60
I.5.5.4.2. Traction par flexion en 4 points :	62
I.5.5.4.3. Essai de fissuration de l'interface des échantillons composites (CSIC).....	63
I.6. Systèmes de mesure avancés pour la caractérisation des fissures	64

I.6.1. Tomographie par rayons X (CT) avec système d'essai de traction / compression avec contrôle de température.....	64
I.6.2. Système de stéréo vision à haute vitesse (HS-SVS) pour mesurer les déplacements et les déformations pendant les essais de laboratoire	64
I.6.3. Mesure de champ mécanique à l'aide de techniques de champ plein optique :	65
I.6.4. Caractérisation des comportements d'interface à l'aide des techniques DIC	65
I.6.5. Un système de mesure de contrainte optique pour les mélanges du béton bitumineux	66
I.6.6. Le dispositif Colibri.....	66
I.6.7. Dispositifs de déflexion	67
I.6.8. Le système de Radar	68
I.6.9. Évaluation du comportement du liant bitumineux à basse température et du mélange à l'aide de la technique d'émission acoustique.....	69
I.6.10. Aperçu sur l'utilisation des NDT sismiques passifs et actifs dans les chaussées en béton bitumineux.....	69
I.7.10.1. Objectif.....	69
I.6.10.2. Méthode sismique passive NDT (AE)	70
I.6.10.3. Méthode sismique active NDT.....	71
I.6.10.3.1. Paramètre de mélange :	71
I.6.10.3.2. Fissuration et délamination :	71
I.6.10.3.3. Module complexe, module à haute fréquence :	72
I.6.10.3.4. Rupture due à la fatigue :	72
I.6.10.3.5. Rupture due à l'humidité :	72
I.7. Limitation des approches empiriques de dimensionnement dans la prise en compte de fissuration.	73
I.8. Méthode de vérification des approches de modélisation	75
I.8.1. QVCV comme cadre rationnel pour faire progresser la recherche sur la fissuration.....	76
I.9. Conclusions	79
II. UTILISATION DE SABLE DE DUNE DANS LE DOMAINE DE GENIE CIVIL	82
II.1. Introduction	82
II.2. Sable de dune.....	82
II.3 Le sable de dune en l'Algérie	83
II.4. Identification des sables de dunes.....	84
II.4.1 Mécanismes de formation	84
II.4.2 Types des dunes.....	84
II.4.3 Physique des dunes.....	85

II.4.3.1. La barkhane.....	85
II.4.3.2. Les Sif	85
II.4.3.3. La dune parabolique	86
II.5 UTILISATION DU SABLE DE DUNE.....	86
II.5.1. Utilisation du sable de dunes dans le béton.....	86
II.5.1.1. L'utilisation de sable de dune dans les travaux de remblayage	86
II.5.1.2. L'utilisation de sable de dune comme correcteur de la granularité.....	86
II.5.1.3. L'utilisation de sable de dune dans le mortier de réparation.....	87
II.5.1.4. L'utilisation de sable de dune dans les bétons légers.....	91
II.5.1.5. L'utilisation de sable de dune dans le béton de déchets des pneu usé.....	92
II.5.1.6. L'effet de l'ajout de déchet de céramique sur le béton à base de sable de dune.....	95
II.5.1.7. L'utilisation de la poudre de sable de dune dans le béton	97
II.5.2 Utilisation du sable de dune dans le domaine routier.....	100
II.5.2.1. Introduction	100
II.5.2.2. Les travaux de MITICHE-KETTAB Ratiba.....	101
II.5.2.2.1. Introduction	101
II.5.2.2.2. Sable de dune au liant hydrocarbonés	101
II.5.2.2.3. Sable de dune au liant hydraulique	103
II.5.2.2.4. Conclusion.....	105
II.5.2.3. Les travaux de GHREIB Abderrahmane.....	105
II.5.2.3.1. Introduction	105
II.5.2.3.2. Sable de dune au liant hydraulique	105
II.5.2.3.3. Conclusion.....	106
II.5.2.4. Les travaux de Oughanem	107
II.6. Conclusion.....	107
III. FORMULATION DE LA GRAVE-CIMENT	109
III.1. Introduction	109
III.2. Indentification des constituants	110
III.2.1. Ciment.....	110
III.2.1.1. Analyse chimique et minéralogique du ciment	110
III.2.1.2. Caractérisation physique du ciment	111
III.2.1.3. Caractérisation mécaniques du ciment	111
III.2.2. L'eau de gâchage.....	111

III.2.3. Sable de dune :	112
III.2.3.1. Analyse des propriétés physiques.....	113
III.2.3.1.1. Teneur en eau naturelle.....	113
III.2.3.1.2. Masse volumique	113
III.2.3.1.3. Compacité et porosité	113
III.2.3.1.4. Analyse granulométrique.....	114
III.2.3.1.5. Equivalent de sable	115
III.2.3.2. Analyse chimique	116
III.2.3.2.1. Nature des sables utilisés.....	116
III.2.3.2.2. Valeur au bleu de méthylène.....	116
III.2.3.2.3. Teneur en matières organiques.....	116
III.2.3.2.4. Teneur en sulfates.....	117
III.2.3.2.5. Teneur en NaCl.....	117
III.2.3.3. Nature minéralogique de sable de dune	117
III.2.3.3. Classification de sable étudié selon le GTR.....	118
III.2.4. Granulats.....	119
III.2.4.1. Analyse granulométrique des granulats	120
III.2.4.2. Caractérisation physico-mécanique des granulats	120
III.2.4.3. Composition chimique et minéralogique.....	121
III.3. Formulation de la Grave Ciment	123
III.3.1. Plan d'essais du mélange GC.....	123
III.3.2. Essais mécaniques.....	124
III.3.3. Détermination des paramètres de compactage	125
III.3.3.1. Essai Proctor.....	125
III.3.3.1.1. Détermination de l'Optimum Proctor Modifié des mélanges (OPM).....	125
III.3.3.1.2. Résultats.....	125
➤ Interprétation.....	126
III.3.3.2. Résistance à la compression	128
III.3.3.2.1. Principe d'essai :	128
III.3.3.2.2. Résultats :	129
III.3.3.2.3. Interprétation	129
III.3.3.3. Essais de flexion trois points	130
III.3.3.3.1. Principe de l'essai :	130

III.3.3.3.2. Formules de calcul	131
III.3.3.3.3. Préparation de l'éprouvette d'essai	131
III.3.3.3.4. Résultats de l'essai statique de flexion à trois points :	132
III.3.3.3.5. Interprétation	134
III.4. Conclusion	134
IV. FORMULATION DE BETON BITUMINEUX	137
IV.1. Introduction	137
IV.2. Méthodes de Formulation	137
IV.2.1. La méthode par recette	138
IV.2.2. La méthode par des essais empiriques.....	138
IV.2.3. La méthode analytique	138
IV.2.4. <i>La méthode</i> volumétrique	138
IV.2.5. La méthode par essais	138
IV.2.6. La méthode fondamentale	138
IV.3. Méthodologie de formulation	139
IV.4. Formulation de Béton Bitumineux (BB).....	142
IV.4.1. Le Marshall mix design ou méthode Marshall.....	142
IV.4.1.1. Définition de la Méthode.....	142
IV.4.1.2. Choix et détermination de la granulométrie des agrégats.....	143
IV.4.1.2.1. Résultats obtenus	143
IV.4.1.2.2. Commentaire :	144
IV.4.1.2.3. Détermination du mélange granulométrique	144
IV.4.1.2.4. Commentaire :	147
IV.4.1.3. Choix et calcul de la teneur en bitume.....	147
IV.4.1.3.1. Essai de pénétrabilité à l'aiguille à 25°C	148
IV.4.1.3.2. Essai bille – Anneau [NF EN 1427,2018]	148
IV.4.1.3.3. Mesure de la densité	149
IV.4.1.3.4. Détermination de la teneur en bitume.....	149
IV.4.1.4. Préparation des échantillons.....	151
IV.4.1.5. L'essai Marshall.....	152
IV.4.1.5.1. Résultats	153
➤ Commentaire	153
IV.4.1.6. Résultats de l'essai de flexion statique à trois points.....	153

IV.4.1.6.1. Commentaire	155
IV.5. Conclusion.....	156
V. EFFETS DU SABLE DE DUNE SUR LA REDUCTION DE LA FISSURATION A L'INTERFACE GC/BB	158
V.1. Introduction :	158
V.2. Préparation des échantillons	158
V.2.1. Matériaux de l'interface	159
V.2.1.1. L'émulsion.....	159
V.2.2. Préparation de la couche de la Grave-Ciment.....	160
V.2.3. Préparation de l'interface.....	160
V.2.4. Mise en place de la couche de béton bitumineux.....	160
V.3. Flexion à trois points.....	161
V.3.1. Objectif	161
V.3.2. Dispositif expérimental.....	161
V.3.2.1. Machine d'essais.....	161
V.3.3. Principe de l'essai de flexion trois points	163
V.3.3.1. Généralités.....	163
V.3.4. Système de sollicitation et d'acquisition	163
V.3.4.1. Sollicitation	163
V.3.5. Procédure de l'essai.....	164
V.3.5.1. Paramètres de l'essai	166
V.3.6. L'acquisition	166
V.3.6.1. Procédure d'acquisition.....	168
V.4. Résultats de l'essai de flexion trois points.....	168
V.5. Interprétation	172
V.6. Conclusion.....	174
Conclusion générale.....	176
Recommandations	179
Perspectives de recherche	180
Bibliographie :	181
Annexe	198

Liste des figures

Figure I.1. Fissuration réfléctive dans une chaussée semi-rigide [Huang, 2004].....	27
Figure I.2. Types de fissure réfléctive [Zhou, 2005].....	28
Figure I.3. Différents aspects des fissures. A) fissure franche linéaire, B) fissures en branche ou dédoublée et C) fissures ramifiées ou entrecroisées [Colombier,1997].	30
Figure I.4. Le manège de fatigue IFSTAAR	32
Figure I.5. (a) Fissures typiques observées au manège pour les chaussées minces et (b) les chaussées épaisses [Hornych et al., 2008].....	33
Figure I.6. (a) Géométrie de l'essai FABAC (b) vue générale sur la planche et les joints. [Pouteau, 2004]	34
Figure I.7. Cheminement de la fissuration [Gouacolou, 1983].....	36
Figure I.8. Carottes provenant de chaussées bitumineuses épaisses, montrant un décollement entre les couches.	37
Figure I.9. Fissures de fatigue [Buttlar et al. 2018].....	38
Figure.I.10. Fissure thermiques [Buttlar et al., 2018].....	39
Figure I.11. Exemple de l'échantillon de l'essai de disque compacte [Ahmed et al. 2010].....	40
Figure I.12. Principe de l'essai Fénix et diagramme charge déplacement [Perez-Jimenez et al., 2010]	41
Figure I.13. L'essai de traction par flexion à 4 points à l'université de Lyon/ENTPE	42
Figure I.14. Les outils expérimentaux de mesure de module complexe	43
Figure I.15. Vue d'ensemble et dimensions de l'échantillon de l'essai du fatigue	43
Figure I.16. L'équipement et l'échantillon de l'essai TC-CAP [Vecoven, 1989].	45
Figure I.17. Modèle expérimental et numérique de l'essai de Nguyen.....	47
Figure I.18. Couche de recouvrement mince sur une chaussée lisse (a) Nids de poule dans l'ordre (b) Couche de liant endommagée sous couche de roulement.	50
Figure I.19. Paramètres de rugosité de l'interface [Bissonnette et al, 2011] (a) Liaison mécanique en traction et en cisaillement entre le substrat et le revêtement (b) Détermination de la rugosité en utilisant la méthode du sable [Kaufmann, 1971].....	52
Figure I.20. Propagation de l'eau dans les chaussées par le haut et effet sur le collage de l'interface (a) [Fuchs et Jasienski.1997], [Bergeron et al.2014]	53
Figure I.21. Mouvements des lèvres d'une fissure (modes I, II et III) [Irwin, 2010]	54
Figure I.22. Exemple d'un appareil de l'essai sur la liaison intercouches. [PR NF EN 12697-48, 2014]	55
Figure I.23. Essai de traction sur les échantillons cubiques [Ktari et al.2013] [Ktari, 2016].....	56
Figure I.24. Le principe de l'essai de traction in-situ l'AMAC [Stéphane,2011].....	56
Figure I.25. Le principe de l'essai IBT [Hakimzadeh et al.2012].....	57

Figure I.26. Essai de fractionnement en coin, le diapositive et les échantillons [Tschegg, 1986], [Tschegg, 1991], [Tschegg et al. 2012]	57
Figure I.27. Modes de séparation de l'interface de la chaussée (a) loin d'une fissure verticale [Raab et al, 2004] (b) au bord d'une fissure verticale [Chabot et al.2005], [Chabot et al.2007].....	58
Figure I.28. Dispositif de traction directe (Leutner) [Partl et al. 2013].....	58
Figure I.29. L'essai de traction par effort normal [Raab, 2010]	59
Figure I.30. L'essai de Louisiana de cisaillement [Mohamed et al. 2010].....	59
Figure I.31. L'essai de Torque bond [Partl et al. 2013]	60
Figure I.32. Les courbes des moment effort tranchant et flexion de l'essai 3 points.....	61
Figure I.33. Dispositif de l'essai de flexion à 4 points [Hun, 2012]	62
Figure I.34. (a) échantillon composite (b) Dispositif de l'essai [Chen, 2011].....	63
Figure I.35. Mécanisme général de l'X-ray tomography scanning.....	64
Figure I.36. Le mécanisme expérimental de l'essai	66
Figure I.37. L'appareil de Colibri	67
Figure I.38. La configuration du radar (mode mono-statique $x=0$, mode bi-statique $x>0$)	68
Figure I.39. Propagation des ondes nucléaires	69
Figure I.40. Modèle classique V & V [Oberkampf et al. 2004].....	77
Figure I.41. Exemple de la méthode QVCV sur le béton bitumineux [Oberkampf et al., 2004].....	78
Figure II.1. Dunes de sable [Ziyad Chelali,2018]	83
Figure II.2. Situation géographique des ergs de l'Algérie [Sahara Territory by Sakhal,2014]	83
Figure II.3. Morphologie de la barkhane [Herrmann et Rognon, 2001]	85
Figure II.4. Photo montrant un Sif [Herrmann et Rognon, 2001]	86
Figure II.5. Relation entre le volume des microfibre et la résistance à la compression	88
Figure II.6. Évolution du retrait des différentes mélanges	88
Figure II.7. Shimatique de l'essai d'arrachement	90
Figure II.8. La courbe granulométrique des sables.	91
Figure II.9. L'évolution de la résistance en compression par temps.....	92
Figure II.10. Micrographies de sable de dune (DS) et de rivière (RS)	93
Figure II.11. DRX du sable de dune	93
Figure II.12. DRX du sable de rivière	93
Figure II.13. Résultats de retrait en fonction de temps du mélanges.....	95
Figure II.14. Analyse granulométrique des matériaux utilisés.....	96
Figure II.15. Résistance à la compression en fonction de la durée de conservation.....	97
Figure II.16. L'effet de la poudre de sable de dune sur la résistance à la compression	99

Figure II.17. Influence du type de bitume sur les performances Hubbard Field.	101
Figure II.18. Influence de l'ajout granulaire sur les stabilités Hubbard Field	102
Figure II.19. Influence du dosage en sable concassé sur les résistances.	104
Figure II.20. Influence du dosage en poudre de caoutchouc sur les résistances.....	104
Figure III.1. Localisation du sable de dune et du Gravier Concassé.....	112
Figure III.2. Courbe granulométrique de sable de dune	114
Figure III.3. Classification du sol selon VBM	116
Figure III.4. Classification du sol selon la teneur en sulfate référence	117
Figure III.5. Analyses diffractométrique de sable de dune	118
Figure III.6. Classification des sables étudiés [GTR 2000]	119
Figure III.7. Courbe granulométrique et fuseau granulaire limite du gravier Zaccar (Djelfa).....	120
Figure III.8. Analyse diffractométrique du granulat.....	122
Figure III.9 Plan d'essais des mélanges	123
Figure III.10. Evolution de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de sable SF pour une teneur en ciment fixée.....	127
Figure III.11. Evolution de la teneur en eau optimale en fonction du pourcentage de ciment.	128
Figure III.12. Schéma de l'essai de flexion à trois points	130
Figure III.13. L'effort tranchant, moment, et la flèche de l'essai de flexion trois points.....	131
Figure III.13 Préparation de l'éprouvette	132
Figure.III.14. L'essai de traction par flexion sur la GC.....	132
Figure III.15. Courbes de flexion des poutres : de 4% à 12% de ciment avec et sans sable de dune	134
Figure IV.1. Organigramme de la démarche de formulation	141
Figure IV.2. Composition granulaire (BB ordinaire)	146
Figure IV.3. Courbes granulométriques des fractions granulaires, du mélange et fuseau spécifique	146
Figure IV.4. Essai de pénétrabilité [Wikipédia, 2018]	147
Figure IV.5. Essai Bille-Anneau [Impbautest, 2018].....	148
Figure IV.6. Exemple d'éprouvettes Marshall.....	152
Figure.IV.7. Essai de traction par flexion sur le BB.	154
Figure IV.8 : courbes (force/temps), (contrainte/déformation) de BB 6.01.....	155
Figure V.1. Etapes de préparation de la couche d'interface, de droite à gauche.....	160
Figure V.2. Eprouvette bi-couche GC/BB avec une interface d'émulsion/SD.....	161
Figure V.3. Dispositif expérimental.....	162
Figure V.4. : Système de fixation des éprouvettes pour l'essai de flexion trois points.	163

Figure V.5. : Logiciel MTS TestSuite™ Multipurpose Elite.....	164
Figure V.6. : Procédure de l'essai.....	165
Figure V.7. : Description du cycle de chargement en force	166
Figure V.8. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 0% de sable de dune à l'interface.....	169
Figure V.9. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 20% de sable de dune à l'interface.....	169
Figure V.10. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 30% de sable de dune à l'interface.....	170
Figure V.11. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 40% de sable de dune à l'interface.....	170
Figure V.12. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 50% de sable de dune à l'interface.....	171
Figure V.13. : Les courbes des moyens du 0 à 50% d'ajouts du sable de dune à l'interface.	171
Figure V.14. Échantillon fissuré.....	172
Figure V.15 : Evolution de nombre de cycle en fonction du % de SD	173

Liste des tableaux

Tableau I.1. Résumé des essais à échelle réduite.....	45
Tableau II.1. Résultats de la composition de mélange de mortier	87
Tableau II.2. Résultats la perméabilité à gaz des mélanges de mortier	89
Tableau II.3. Résultats de l'essai de l'arrachement	90
Tableau II.4. Proportions des mélanges (1m3)	94
Tableau II.5. Proportions du mélange.....	98
Tableau II.6. Composition et caractéristiques de la formulation de base	103
Tableau II.7. Résultats de L'essai de compression simple pour les séries SM, SZ et SA	106
Tableau III.1. Composition chimique du ciment utilisé.....	110
Tableau III.2. Composition minéralogique du ciment.....	110
Tableau III.3. Propriétés physiques des ciments.....	111
Tableau III.4. Caractéristiques mécaniques des ciments.	111
Tableau III.5. Granularité des sables étudiés.....	115
Tableau III.6. Propreté du sable de dune.....	115
Tableau III.7. Propriétés exigées des granulats	121
Tableau III.8. Propriétés physico-mécaniques des granulats.....	121
Tableau III.9. Composition chimique du gravier	122
Tableau III.10. Proportions des mélanges.....	124
Tableau III.11. Résultats de L'essai Proctor Modifié pour la série GC	126
Tableau III.12. Résistances à la compression à 28 jours	129
Tableau.III.13. Méthode de préparation.....	131
Tableau.III.14. Résistance à la flexion	133
Tableau IV.1 : Spécifications sur les granulats (CTTP).....	143
Tableau IV.2 : Caractéristiques physiques des granulats.....	143
Tableau IV.3 : Masses volumiques et coefficients d'absorption des granulats	143
Tableau IV.4 : Limites granulaires spécifiées par le CTTT	144
Tableau IV.5 : Granulométrie des agrégats.....	145
Tableau IV.6 : Quantités et pourcentage de chaque fraction dans le mélange	146
Tableau IV.7 : Pénétrabilité du bitume 40/50	148
Tableau IV.8 : Point de ramollissement du bitume 40/50	149
Tableau IV.9 : Densité du bitume 40/50	149

Tableau IV.10 : Valeurs usuelles du module de richesse selon les Recommandations sur l'utilisation des bitumes et des enrobés en béton bitumineux à chaud. [CTTP,2004].	150
Tableau IV.11 : Spécifications sur le BB	150
Tableau IV.12 : Teneur en liant	151
Tableau IV.13 : Résultats des performances mécaniques de l'essai Marshall	153
Tableau.IV.14. Résistance à la flexion de Béton bitumineux 6.01	154
Tableau V.1 : Pourcentages de sable de dune et d'émulsion dans l'interface	159
Tableau V.2 : Caractéristiques de l'émulsion	159
Tableau V.3 : Exemple d'un tableau des résultats obtenus par l'essai cyclique de flexion trois points	167

Liste des abréviations

GC : Grave-Ciment.

BB : Béton Bitumineux.

SD : Sable de dune.

LA : Le coefficient Los-Angeles.

MDE : Le coefficient micro-Deval en présence d'eau.

VB₅ : Le nombre de grammes de bleu de méthylène nécessaire pour saturer 100 g de fines inférieures à 0,08 mm.

P : Charge de rupture.

S : Section de l'éprouvette.

σ_c : Résistance à la compression.

C : Le fluage.

t : Le temps.

a et b: Des constantes déterminées à partir des expériences.

E_{ij} Module de déformation longitudinale instantanée du béton

E : Le module d'élasticité

ν : Le coefficient de Poisson

K_t : Le facteur de concentration de contraintes associée à la fissure.

ρ : masse volumique du matériau

T₀ : La contrainte de rupture au premier chargement.

λ : La valeur de coefficient de dilatation thermique

c : coefficient reliant la variation dans la déformation à la variation aléatoire cl:- l'épaisseur de la chaussée.

u: variable réduite centrée associée avec le risque.

b: pente de la courbe de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique)

δ : écart-type de la distribution de log N à la rupture

K_r: le coefficient qui ajuste la valeur de la contrainte/déformation relative admissible au risque calculé choisi suivant les facteurs de la déviation d:- l'épaisseur et suivant les résultats des essais de fatigue.

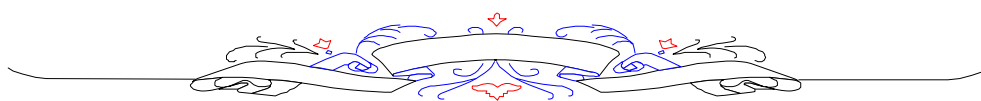
K_c: le coefficient qui ajuste les résultats du modèle de calcul en fonction de la performance observée sur des chaussées réelles du même type.

K_s: le coefficient de réduction pour prendre en compte l'effet du manque d'uniformité dans la capacité portante d'une couche de sol tendre sous-jacente, à la couche traitée.

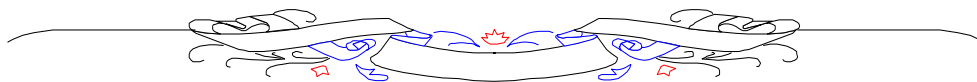
Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments

bicouches – Grave ciment /Béton bitumineux – sous sollicitations

statiques et cycliques.



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION GENERALE

Les routes jouent un rôle important dans le développement d'un pays. Leur contribution aux volets économique et social n'est plus à démontrer aujourd'hui. Les routes permettant le déplacement de la population et des marchandises sont appelées à se développer régulièrement afin de faire face à l'accroissement de la population et aux exigences de la vie quotidienne. Ce développement s'appuie sur la construction de routes durables et efficaces pour résister aux conditions de trafic et de l'environnement.

L'Algérie, qui fait partie des pays d'Afrique du Nord, est convaincue que le développement de son infrastructure routière doit figurer parmi les actions prioritaires à mener.

À cet effet, Elle accorde une attention particulière au secteur des transports terrestres, grâce à un programme d'infrastructures routières et autoroutières favorisant la fluidité des échanges entre les pays du Maghreb et de l'Afrique. Elle mise sur la promotion du développement régional et national de l'Algérie.

Disposant d'un vaste territoire et d'une situation stratégique en Afrique du Nord, l'Algérie se positionne comme le plus grand pays d'Afrique. Elle s'étend sur 1622 km, le long des côtes méditerranéennes, et s'enfonce sur plus de 2000 km dans le continent Africain. Trois grands ensembles physiques constituent son territoire : les montagnes du Tell (4%), les hauts plateaux (9%) et le domaine saharien (87%).

Cette répartition physique ainsi que la nature du climat ont influé considérablement sur la répartition de la population. Ainsi, 65% de la population totale a choisi de s'installer dans les régions du nord du pays, très proches des côtes méditerranéennes. Cela représente une superficie équivalant à 4% du territoire national. Alors que les régions du sud (87% du territoire algérien) ne comptent que 9% de la population totale.

La densité de la population dans cette zone a influé sur la performance du secteur des transports, et plus particulièrement sur le transport routier. Ce dernier n'arrive cependant pas à satisfaire le besoin d'une population et d'une économie en croissance.

S'étendant sur plus de 180039 km, selon les données du ministère des Travaux publics, son réseau routier compte 29 107 km de routes nationales, 23 888 km de chemins de wilaya, 59 044 km de chemins communaux et 68 000 km de voiries urbaines.

Dans le cadre de son schéma directeur routier national (2005-2025), l'Algérie a convenu de construire plusieurs autoroutes. Celles-ci viendront s'ajouter à l'autoroute existante, Est-Ouest, d'une longueur de 1720 km.

Cette autoroute, qui constitue le projet du siècle pour l'Algérie, assure la liaison entre la wilaya de Tlemcen et celle d'Annaba. En passant par 24 wilayas du pays, elle permet de réduire la

congestion sur les différents types de routes et offre la possibilité de choisir de nombreux itinéraires afin d'éviter les pertes de temps dans les déplacements.

Le programme lancé par le ministère des Travaux publics vient renforcer le réseau routier existant par la réalisation de deux rocade autoroutières sur une distance de 500 km, d'une nouvelle autoroute sur les hauts plateaux, d'une longueur de 1300 km et, enfin, de 13 liaisons autoroutières sur une distance totale de 1576 km.

Ce programme prévoit également la réalisation de : 10000 km de routes frontalières et de désenclavement, 875 km de routes de contournement des grandes villes. Concernant le dédoublement des routes et les constructions neuves, 10344 km sont concernés. De plus, des opérations d'entretien du réseau sont prévues sur plus de 26600 km, à l'échelle nationale.

La réalisation de ce vaste programme aura un effet positif sur le secteur des transports : il le rendra plus performant. Il garantira la liaison entre les différents réseaux de transport des pays voisins de l'Algérie.

Enfin, la réalisation de ce programme nécessite des techniques élevées pour assurer la qualité et la durabilité de la route pendant les années de service.

Pour qu'une route soit durable, elle doit s'appuyer sur des études fiables, Celles-ci permettront de bien dimensionner les différentes couches de la route et de bien choisir les matériaux de chaque couche de corps de chaussée ainsi de diagnostiquer les zones faibles pour détecter les anomalies à traiter telles que les fissures, ces dernières qui présentent un vrai problème car elles se propagent rapidement sous l'action combinée des conditions climatiques exigeantes et de la hausse sensible du trafic routier et influent la dégradation de la chaussée.

La Grave-Ciment (GC) a été adoptée comme une couche de fondation de l'autoroute pour augmenter sa portance [AZZOUZI,2010], [Kettab et al.,2010]. Le module de Young élevé de cette couche assure le support de charge transmis par le trafic, mais le problème de ce type de couche est les micro fissures inévitables à cause de retrait. Elles évoluent avec le chargement de trafic et se propagent vers les couches supérieures de la route.

L'amélioration de la couche d'interface entre la couche de fondation de liant hydraulique (GC) et la couche de base de liant hydrocarboné (BB) semble donner à la route une durée de vie plus longue et assure le bon comportement de corps de chaussée.

De nombreuses techniques essaient de limiter la propagation des fissures par l'emplacement des antis réfléchissant de la fissuration telles que les Géogrilles par exemple. Mais la plupart de ces techniques coûtent chers et sont utilisées comme techniques d'entretien après l'apparition des fissures ce qui n'est pas évident.

Dans le présent travail, nous cherchons à construire des routes durables résistant aux fissures en utilisant des matériaux locaux pas coûteux.

L'utilisation du sable de dune dans le domaine routier a fait l'objet d'un nombre limité d'études à cause de ces caractéristiques médiocres à supporter les charges. Pour cela, la plupart des chercheurs propose le sable de dune avec des autres matériaux ou bien comme sable correcteur dans les bétons ordinaires.

Les résultats de ces études sont généralement encourageants ce qui donne au sable de dune une place importante dans les constructions en génie civil (Bâtiment, Ouvrage, ...) ou bien dans les couches de la route. [Ghreib et al,2014].

Cependant les travaux qui concernent l'amélioration d'interface entre les couches et la réduction de fissure remontante sont très importants surtout dans les domaines d'entretien des routes quasiment fissurées, où nous notons l'utilisation des anti-propagations de fissure telle que les géosynthétiques [Gonzalez-torre et al. 2015; Mirzapour, Rehan, and Khodaii 2016; Zamora-barraza et al. 2011; Khodaii, Fallah, and Moghadas 2009]

Cet entretien donne de bons résultats mais le coût d'entretien reste très élevé et comparable avec la réalisation d'un nouveau corps de chaussée.

Pour avoir un corps de chaussée qui supporte les charges et dure avec le temps, il faut que les couches travaillent comme une seule couche. Pour cela, les couches d'interface jouent un rôle très important pour assurer la continuité entre les couches et notamment les couches de nature différente tel que le béton bitumineux et la Grave-Ciment. Le choix traditionnel du matériau d'interface est l'émulsion de bitume à base de l'eau qui présente des caractéristiques acceptables de liaison.

Le problème des fissures de la couche de la Grave-Ciment (GC) reste toujours un inconvénient qui a affaibli le comportement de cette couche et crée un risque pour les couches supérieures par la remontée de ces fissures à la surface.

Pour améliorer notre compréhension du comportement en fatigue des éléments bicouche GC/BB ainsi que l'influence de la nature de l'interface, un programme de recherche a été élaboré. Il s'inscrit dans le cadre d'une étude générale portant sur le comportement des couches des routes.

Cette recherche vise à mieux comprendre le comportement des éléments bicouche GC/BB et à formuler la Grave -Ciment avec l'addition de sable de dune d'une part, et d'autre part l'amélioration de l'interface entre les deux couches. L'élaboration de ces essais est basée sur un programme de recherche dans lequel sera évaluée l'influence de l'ajout de sable de dune sur la grave ciment et l'étude du comportement de bicouche GC/BB avec la variation du pourcentage de sable de dune ajouté à l'émulsion en considérant deux modes de chargement (statique et cyclique). Les nouvelles connaissances acquises permettront de valoriser le sable de dune dans le domaine routier.

Les objectifs spécifiques du travail sont les suivants :

1. Rechercher une interface anti-propagation des fissures notamment les fissures de retrait de la couche de grave ciment.
2. Caractériser et évaluer le comportement de la couche de la grave ciment en variant le pourcentage ajouté de sable de dune sous des sollicitations monotones.
3. Caractériser et évaluer le comportement de la couche de béton bitumineux en variant le pourcentage ajouté de bitume sous des sollicitations monotones.
4. Caractériser et évaluer le comportement des éléments bicouches (GC/BB) en variant le pourcentage ajouté de sable de dune à l'émulsion bitumineuse sous des sollicitations cycliques. Le terme bicouche fait référence à ce que les échantillons sont composés de deux couches : Grave-Ciment et Béton Bitumineux. La condition nécessaire à la réussite de l'assemblage des deux matériaux est de faire en sorte que le comportement du composite soit semblable à celui d'un élément monolithique.
5. Améliorer les connaissances de l'influence de l'ajout de sable de dune dans la formulation de la grave-ciment et dans l'interface sur le comportement des bicouches GC/BB.

Pour comprendre le comportement des éléments bi-couches, il est nécessaire de connaître les mécanismes qui induisent la propagation des fissures et l'influence du type de l'interface sur le prolongement de la durée de vie du bi-couche. Le programme de recherche réalisé à l'université de Djelfa et au laboratoire d'habitat et construction (LHC Djelfa) est orienté de manière à évaluer et à mettre en évidence l'influence de l'ajout de sable de dune dans les Grave-Ciment et à l'interface sur le comportement des éléments bicouches des chaussées. Cette étude aura une incidence directe sur l'exécution des travaux de réalisation des corps de chaussée semi rigide en valorisant les matériaux disponibles localement et de mettre en avant les principaux paramètres garantissant la durabilité mécanique de ces structures.

La structure semi-rigide de corps de chaussée présente une des meilleures solutions pour les routes et les autoroutes qui supportent un nombre de trafic annuel très élevé. Ces charges répétitives mèneront rapidement à la fatigue des couches et plus à la dégradation de la chaussée.

D'autre part, la non homogénéité des deux couches (liant hydraulique et liant hydrocarboné) pose un problème de liaison entre les deux surtout avec les microfissures de la couche de grave ciment.

Dans un premier temps, une revue de l'état des connaissances relatives au comportement des chaussées vis-à-vis la propagation de fissure est présentée au chapitre 1. En effet, l'étude des éléments bicouche routières passe par la connaissance des matériaux qui les composent mais aussi de l'interface qui les délimite. Cette synthèse aborde les techniques de réparation des routes par la limitation de la propagation des fissures. Par la suite, une synthèse exhaustive sur l'utilisation de sable de dune dans le domaine de génie civil en général et en corps de chaussée routière en particulier sera présentée dans le chapitre 2.

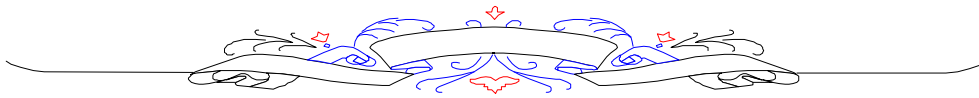
Fort des informations issues de cette revue de littérature, le programme de recherche établi sera commencé dans le chapitre 3. L'objectif du travail de recherche réalisé s'oriente autour de la formulation de la Grave-Ciment avec l'ajout de sable de dune pour trouver la meilleure formule qui donne la résistance optimum pour la première couche. La formulation de béton bitumineux avec la méthode standard utilisée en Algérie, (méthode Marshall) fait l'objet du chapitre 4.

– Le chapitre 5 étudie l'influence de l'ajout de sable de dune à l'interface par l'essai cyclique flexion en trois points.

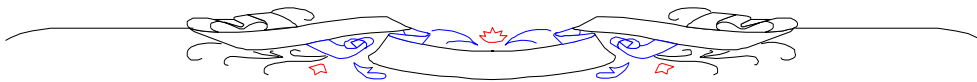
Les conclusions et recommandations générales sont complétées à la fin.

Les possibles directions pour les travaux de recherche à venir dans le domaine étudié seront aussi abordées.

Les différents tableaux détaillés des résultats sont présentés à l'annexe.



FISSURATION DES CHAUSSEES



I. FISSURATION DES CHAUSSEES

I.1. Introduction

Ce chapitre présente un état de l'art sur la fissuration dans les chaussées des routes. Nous présentons les différents types d'essais (in situ et au laboratoire) qui visent le mécanisme de propagation des fissures, et les modèles numériques qui accompagnent ces essais pour bien simuler ce phénomène. Afin de bien comprendre ces fissures et leur évolution, Les chercheurs ont essayé de connaître leur origine et leur type.

Les problèmes de la fissuration des assises de chaussées et celui de la remontée des fissures à travers les couches de surface sont complexes ; ils appellent encore des innovations dans la conception des structures, dans la nature des matériaux et dans le développement de techniques habituellement présentées comme des techniques anti-fissures.

Les chaussées présentent souvent de nombreuses fissures dont les causes peuvent être très variées, sous l'effet des sollicitations mécaniques (trafic) et des sollicitations thermiques (écarts thermiques). On observe une remontée des fissures du substrat déjà fissuré à la surface de la nouvelle couche mise en place : ce phénomène s'appelle la remontée des fissures.

Les chaussées souples présentent de nombreux défauts dont la fissuration transversale et la fissuration de fatigue. La principale cause de la fissuration transversale est le retrait thermique "empêché" imposé par les importantes chutes de température durant la période d'hiver. Par ailleurs, la fissuration de fatigue est attribuable au trafic des poids lourds dont les caractéristiques évoluent continuellement (pression pneumatique, chargements aux essieux, etc. ...).

Des nombreuses recherches ont été développées au cours des dernières années et ont fait l'objet de nombreuses études et expérimentations dans la nature des matériaux, dans la conception des structures et aussi dans le développement des techniques anti-fissures qui essaient de répondre à nos questions.

I.2. Les fissures dans les chaussées

I.2.1. Introduction

La fissure est un « défaut » ou une discontinuité brutale apparue ou apparaissant dans un matériau sous l'effet de contraintes internes ou externes, et où la matière est séparée sur une certaine surface. Tant que les forces de contraintes ne sont pas libérées, elle entraîne une grande concentration de contrainte à son fond.

Sa propagation, sous l'effet de contraintes suffisantes (voir le critère de Griffith), combinée ou non avec un environnement agressif (corrosion sous contrainte) mène à la rupture. [Claude et Rubén., 2015]

La fissuration des chaussées est une dégradation qui touche la structure de chaussée avec différents mécanismes et origines.

Pour mieux comprendre le phénomène de fissuration des chaussées et donc chercher les meilleures solutions, un nombre important de chercheurs se mobilisent, surtout avec l'importance donnée à l'entretien ces dernières années. A cause de la complexité des mécanismes de fissuration, il est important de bien comprendre ce phénomène.

I.2.2. Provenance et classes des fissures

Selon les chargements, plusieurs types de fissuration peuvent apparaître sur les chaussées. Les fissures remontant en surface représentent un risque de dégradation accélérée de la chaussée ; la forme des fissures est un indicateur du type de dégradation de la chaussée. Dans la plupart des cas, l'identification du mode de fonctionnement des fissures permet de mieux comprendre l'origine des phénomènes et de proposer des solutions de réparation.

Le phénomène de fissuration des chaussées a été reconnu depuis l'existence des chaussées bitumineuses ; le comportement de la chaussée reste inconnu et pose donc un problème de prise en compte dans la réhabilitation. Actuellement une importance particulière est portée pour optimiser les coûts d'entretien des chaussées.

Les causes de fissuration sont très variées. On peut les distinguer par :

- Le mode de dégradation.
- Le critère visuel.

I.2.3. Distinction des fissures par mode de dégradation

I.2.3.1. Fissures par retrait thermique ou de prise

Le retrait est une contraction dimensionnelle due à des phénomènes chimiques et physiques, et indépendant de tout chargement du matériau. Ce phénomène cause des fissures dans les chaussées lorsque le matériau atteint sa limite en traction. Ce type de fissure est toujours transversal contrairement aux fissures par fatigue qui peuvent aussi être longitudinales.

Le phénomène de retrait est lié en particulier aux couches traitées avec les liants hydrauliques ; il peut être observé dans le béton bitumineux à des températures sévères.

I.2.3.2. Fissures par fatigue

La fatigue est un processus (succession de mécanismes) qui sous l'action de contraintes ou déformations variables dans le temps modifie les propriétés locales d'un matériau. Ces dernières peuvent entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la structure de chaussée.

Les étapes principales de la dégradation par fatigue des chaussées sont l'amorçage de fissures (si des défauts ne sont pas déjà présents dans le matériau), la propagation de fissures et la rupture finale. [Claude et Rubén., 2015].

Des fissures apparaissent lorsque la chaussée subit un trafic cumulé supérieur à une valeur limite admissible. C'est un phénomène qui peut affecter les matériaux de toutes les couches de la structure ou se limiter à celui de la couche de roulement uniquement. Les fissures de fatigue, initiées dans la couche de surface, sont fines et limitées aux voies circulées dans un premier temps. Postérieurement, ces fissures peuvent s'étendre à l'ensemble de la chaussée sous forme de faïençage plus ou moins dense.

Les fissures de fatigue apparaissent généralement dans le sens longitudinal au niveau des zones les plus circulées.

I.2.3.3. Fissures réfléchives

On parle de fissures réfléchives lorsque les fissures existaient déjà dans la chaussée. Le développement d'une fissure réfléchive dans la couche supérieure est caractérisé par trois phases : l'initiation, la propagation et la rupture.

- L'initiation de la fissure : c'est une phase plus ou moins longue car l'apparition de la fissure dépend de plusieurs paramètres : un défaut de réalisation, une discontinuité, l'intensité et la répétitivité de chargement et la qualité de l'interface entre les deux couches.
- La propagation de la fissure dans la couche bitumineuse : la durée de cette phase dépend de la rigidité et de l'épaisseur de la couche, et du chargement.
- La rupture de la couche : l'observation de fissure à la surface.

La chaussée peut être entretenue par l'ajout d'une couche de recouvrement. Mais les fissures existant dans l'ancienne couche commencent bientôt à se propager dans la nouvelle couche ; elles apparaissent sous une forme similaire à celle de l'ancienne chaussée. Cette fissure est appelée "fissure réfléchive". [Nejad et al., 2016]. Les fissures réfléchives peuvent être classées dans la catégorie des causes principales de dégradation des chaussées [ASTM D6433, 2018] ; cela peut affecter les performances générales et la durabilité de la chaussée. Une fissure réfléchive peut également permettre à l'eau d'entrer dans le corps de la chaussée et d'augmenter le taux de dégradation [Huang, 2004] (Figure I.1).

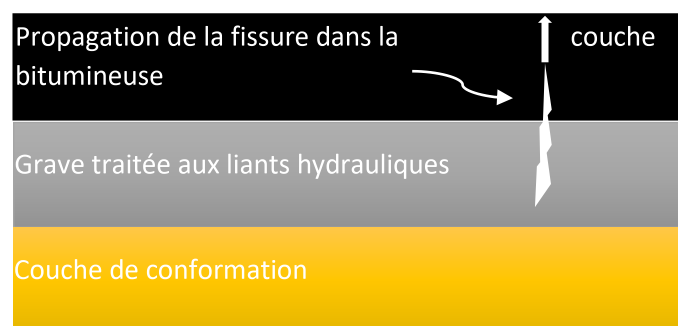


Figure I.1. Fissuration réfléchive dans une chaussée semi-rigide [Huang, 2004]

De façon générale deux types de fissures réfléchives peuvent se présenter en surface : une fissure classique individuelle ou deux fissures parallèles (Figure I.2).



Figure I.2. Types de fissure réfléchive [Zhou, 2005]

Cette typologie est intéressante et par la suite des expériences menées dans le cadre de cette thèse montreront des résultats coïncidant avec le deuxième cas (double fissure) qui a été

répertorié sous les mêmes conditions par Zhou et Sun [Zhou, 2002]. Dans ces recherches, les auteurs s'accordent sur le fait que les fissures doubles se produisent à quelques centimètres de l'axe central où se trouve la fissure. Ce type de fissure est moins fréquent que celui de la fissure individuelle directement placée sur l'ancienne fissure. Des calculs 3D éléments finis permettent de conclure que ce type de fissure réfléctive n'a lieu que dans le cas où les déplacements verticaux sont très importants. Tel est le cas de couches minces bitumineuses placées sur des plaques en béton ciment.

I.2.3.4. Fissures liées au sol support

Le corps de chaussée est supporté par un sol (en général couche de forme) ; la perte de portance de ce sol va conduire à des fissures qui entraînent la rupture de la couche.

Les mouvements du sol peuvent être provoqués par une réduction de portance du sol support : un tassement lent du support lorsque celui-ci est compressible ou mal compacté, un glissement de terrain, une déformation du support créée par le gel.

La perte de portance du sol sur lequel le corps de chaussée repose, peut aussi mener à une fissuration, qui va se propager dans les différentes couches de la route.

I.2.3.5. Fissures de construction

Les défauts de réalisation sont les causes de ces fissures. Ces défauts posent rapidement des problèmes de portance de corps de chaussée ; les défauts courants de réalisation sont : les joints longitudinaux ou transversaux, le sous-dosage de liant et les décollements de l'interface.

I.2.3.6. Fissures de vieillissement

Le bitume perd certaines de ses propriétés avec le temps comme sa viscosité qui cause les fissures.

Les conditions atmosphériques et environnementales ont un effet important sur le vieillissement des matériaux bitumineux. Ce vieillissement augmente son module de rigidité et diminue sa capacité à relaxer les contraintes.

I.2.4. Distinction des fissures selon les critères de relevé visuel

La forme visuelle des fissures donne des informations très précises sur leur type et leur cause.

Les fissures sont en général droites soit transversales ou longitudinales ou bien sinueuses. Les trois aspects principaux des fissures présentés dans la figure 1.3 sont retenus [Colombier,1997]. Les fissures peuvent apparaître comme une seule fissure franche (Figure I.3.A) dans la chaussée (début de la dégradation), en une ou plusieurs fissures parallèles ou entrecroisées (Figure I.3.B et Figure I.3.C — dégradation avancée). La largeur des fissures peut varier de quelques dixièmes de millimètres jusqu'à 1 cm, selon l'origine de la fissuration et son avancement. Une fissure dont la largeur est inférieure au millimètre peut être définie comme étant très fine ; une fissure entre 1 et 2 mm comme fine et une de plusieurs mm comme large.

Une zone fissurée d'une chaussée peut être plus ou moins étendue en fonction du nombre de fissures (une ou plusieurs), la distance qui les sépare (isolées ou en bloc) et leur degré d'entrecroisement (indépendantes ou maillées). L'extension de la fissuration en surface d'une chaussée peut être classée d'après les trois cas suivants :

- Fissure unique, isolée et indépendante.
- Fissures multiples, disposées en bloc et faible entrecroisement.
- Fissures très nombreuses, disposées en bloc et entremêlées de façon très dense, appelées aussi « alligator cracking »

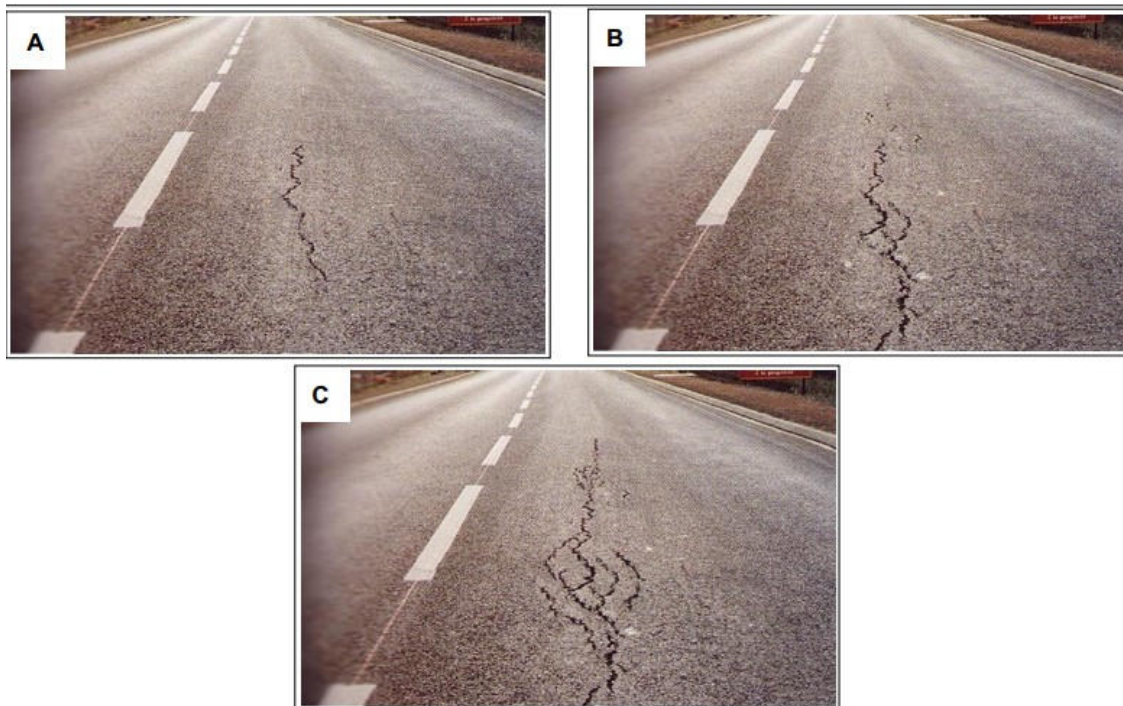


Figure 1.3. Différents aspects des fissures. A) fissure franche linéaire, B) fissures en branche ou dédoublée et C) fissures ramifiées ou entrecroisées [Colombier,1997].

I.3. Fissuration des bétons bitumineux

I.3.1. Introduction

Les mélanges de béton bitumineux sont hétérogènes composites avec des dépendances de température, entre autres les complexités telles que le vieillissement et les non-uniformités dues au condition de fabrication. La caractérisation des fissures dans ce milieu complexe de viscoélasticité est une tâche difficile. Les fissures liées à la dégradation dans les chaussées bitumineuses sont souvent associées à la fissure qui se produit dans les matériaux bitumineux ou le décollement qui se produit entre les couches bitumineuses ou entre les couches bitumineuses et d'autre couches. Les fissurations thermiques et de fatigue dans les chaussées bitumineuses ainsi que certaines fissurations réfléchives sont un exemple de fissures dans le béton bitumineux.

Afin de comprendre les mécanismes de la fissuration dans les chaussées bitumineuses, il est essentiel de pouvoir caractériser et comprendre de manière adéquate la nature physique de ces fissures, en particulier dans les couches proches de la surface, où les dommages et les fissures ont tendance à apparaître rapidement. Cette caractérisation donne la possibilité de comprendre et d'interpréter les essais de fissuration et de simuler des modèles informatiques qui peuvent capturer les processus physiques clés associés à la dégradation des mélanges bitumineux.

Des progrès significatifs ont été réalisés dans les laboratoires de caractérisation et dans la modélisation de la rupture dans les matériaux bitumineux ces dernières années. Par exemple, l'utilisation d'échantillons bitumineux entaillés pour localiser l'initiation et la propagation des fissures est devenue très populaire au cours des dix dernières années. De même, un grand nombre de modèles informatiques et analytiques ont été développés, capables de capturer le processus de fissure dans la macro et la micro-structure du béton bitumineux. Ces modèles sont capables de simuler avec précision des bétons bitumineux sur des intervalles de températures plus larges, des taux de charge, des conditions de vieillissement et d'autres effets ont également été inclus.

Les titres et les auteurs des recherches originales sur la caractérisation des mécanismes de fissure dans les matériaux bitumineux par les essais à échelle réelle ou réduite sont classés ci-dessous.

1.3.2. Essais à échelle réelle

Les essais à grande échelle sur les chaussées pour étudier les différents mécanismes d'endommagement sous l'effet de trafic sont essentiels pour l'amélioration des matériaux routiers et des méthodes de construction, ainsi que pour le développement et la validation des outils de modélisation des chaussées. Pour éviter la surveillance des routes en service pendant une longue durée, des essais de chaussée accélérés (APT) ont été utilisés. L'objectif de cette section est de fournir un aperçu des expériences qui ont contribué à la compréhension de l'initiation et de la propagation des fissures sous des charges en mouvement et des conditions climatiques variables. [Buttlar et al., 2018].

1.3.2.1. Essais sur les fissures des chaussées à échelle réelle

Les études présentées dans cette section ont été réalisées à l'IFSTTAR (ex. LCPC), y compris le manège de fatigue [Autret et al., 2012] et le Machines « FABAC » (Fatigue du béton armé continu) [Aunis et Balay., 1998]. Les résultats rapportés ici concernent principalement les publications des mécanismes de dégradation observés dans l'essai « APT » [Hornych et al., 2008], le comportement in situ d'interface entre la couche mince de béton de ciment et la couche bitumineuse [Chabot et al., 2017] et les résultats de propagation de fissures à travers la couche bitumineuse [Pérez et al., 2008]. Les expériences conduisent à des dégradations similaires à celles des revêtements réels. Ces travaux peuvent contribuer à comprendre la propagation de fissure dans une chaussée sous l'effet combiné de chargement cyclique et des conditions climatiques variables. En particulier, les résultats de l'APT obtenus démontrent la nécessité de prendre en compte le phénomène d'initiation et de propagation des fissures dans le matériau bitumineux

ainsi le rôle d'interface entre les couches. Des informations mécaniques spécifiques provenant de différents capteurs de l'étude de propagation de fissure ont été données par Pérez et al. [Pérez et al., 2008]

1.3.2.1.1. Mécanismes de fissuration observés par l'essai de manège de fatigue (IFSTAAR)

En 2008, l'organisation du LCPC avait plus de 20 ans d'expérience dans l'APT appliqué à l'étude de la dégradation et la fissuration des chaussées. Le manège de fatigue (Figure I.4) de l'IFSTTAR (ex. LCPC) est un essai à grande échelle installé à l'extérieur, avec 120 m de longueur. Le manège de fatigue est unique en Europe, avec une capacité importante de chargement (vitesse de chargement maximale de 100 km / h, taux de chargement de 1 million de cycles par mois).



Figure I.4. Le manège de fatigue IFSTAAR [Hornych et al., 2008]

Contrairement à la plupart des équipements APT, il est capable de tester les chaussées en quelques semaines. La machine est composée d'un moteur central et de 4 bras pouvant être équipés de différentes configurations de roues. La piste de test circulaire peut être divisée en plusieurs sections de test différentes, pouvant être chargées simultanément. La largeur de la piste d'essai (6 m) permet l'application de charges de trafic sur la même piste à deux rayons différents.

Hornych et al. présentent les mécanismes de dégradation observés dans l'APT et les expériences sur le manège de fatigue « LCPC » pour les structures de chaussée à faible trafic avec bases granulaires non liées. Le principal mécanisme de dégradation observé dépend de l'épaisseur du revêtement bitumineux (moins de 6 cm ou entre 6 et 12 cm). [Hornych et al., 2008]

Pour les chaussées à couches bitumineuses très fines (moins de 6 cm), le principal mécanisme de dégradation est l'orniérage dû à la déformation permanente des couches non liées, où une fissuration importante est apparue seulement après 10-15 mm près de l'ornière et était principalement longitudinale (Figure I.5.a). Les expériences montrent les mêmes observations sur de routes réelles. Pour les chaussées avec couches bitumineuses plus épaisses (6-12 cm), le

principal mode de dégradation observé était la fissuration, avec une petite ornière (3-7 mm). Dans ce cas, la fissuration était principalement transversale, alors que la fissuration longitudinale est généralement observée sur des chaussées réelles (Figure I.5.b). Cet écart peut être justifié par le déplacement circulaire des charges.

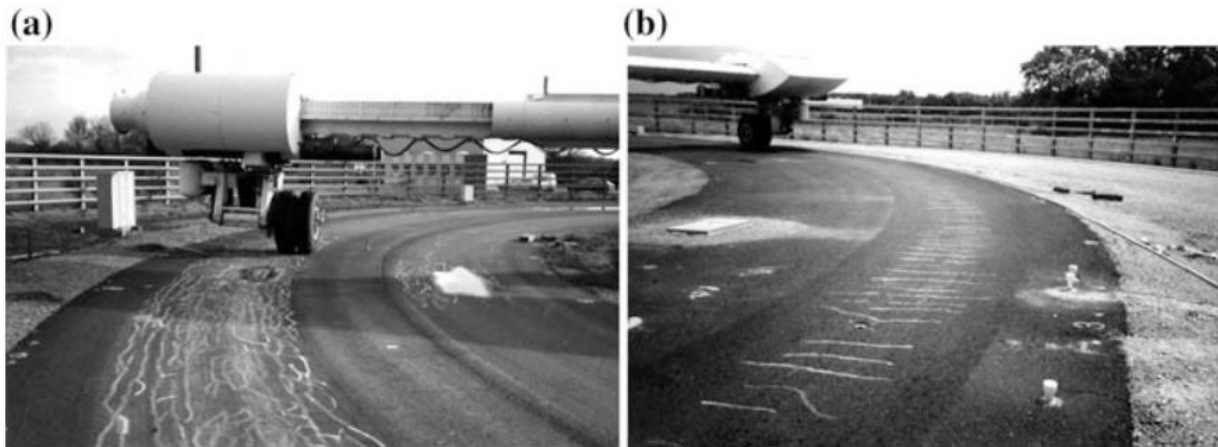


Figure I.5. (a) Fissures typiques observées au manège pour les chaussées minces et (b) les chaussées épaisses [Hornych et al., 2008]

Pour les deux types de structures, les calculs de dimensionnement ont été effectués avec la Méthode de dimensionnement française [Kimbonguila et al., 2015]. Pour les chaussées très fines, des prévisions raisonnables de la durée de vie sont obtenues, malgré les simplifications du modèle (critère d'ornière uniquement). Pour les chaussées plus épaisses, où la fatigue des couches bitumineuses est le critère de dimensionnement, la méthode de dimensionnement conduit à une sous-estimation importante de la durée de vie de la chaussée observée, montrant les limites du critère de fatigue.

Ces résultats suggèrent la nécessité de :

- Améliorer la précision de la modélisation des dégradations dues à la fatigue dans les chaussées. Une recherche au LCPC a été réalisée pour développer un modèle de dégradation des matériaux bitumineux dans les structures de chaussées [Bodin et al., 2004a], [Bodin et al., 2004b], pour modéliser les chaussées présentant des discontinuités verticales, et comprendre les phénomènes de propagation des fissures [Tran et al., 2004], [Chabot et al., 2017]
- étudier les limites des essais accélérés, qui ne tiennent pas compte du vieillissement de matériaux, des effets climatiques et de la variabilité des charges liées à la fatigue.
- développer des capteurs spécifiques pour étudier le développement de la fissuration dans la chaussée.

Chabot et al. [Chabot et al., 2017] ont présenté les résultats d'un essai de chargement accéléré pour étudier la liaison entre un revêtement en béton de ciment Portland (PCC) et une couche de béton bitumineux, basés sur la thèse de doctorat de Pouteau [Pouteau, 2004]. Une section de chaussée similaire à une structure de revêtement blanc ultra-mince a été construite (Figure I.6.a). Les joints verticaux en béton ordinaire ont été chargés jusqu'à un million de cycles. Le chargement du trafic a été simulé au moyen de deux roues jumelées.

Une machine de chargement accéléré, appelée « FABAC » ;(FAtigue du Béton Armé Continu), a été utilisée pour simuler une circulation des poids lourds en appliquant une charge répétée à deux essieux de 6,5 tonnes (Figure I.6.a). Chaque machine dispose de quatre roues jumelles, qui sont entraînées par une chaîne pour appliquer la charge sur 2 m de la piste de test (Figure I.6.b).



Figure I.6. (a) Géométrie de l'essai FABAC (b) vue générale sur la planche et les joints. [Pouteau, 2004]

Après un million de passages de l'essieu de référence sur différents joints de chaussée, des dommages de fatigue ont été observés. La fissuration a également été observée à l'interface entre PCC et couche bitumineuse. Les mesures de déformations transversales au bas de la couche de béton et les mesures non destructives de Colibri (détecter un décollement de l'interface) avec un échantillonnage de carottes après les tests permettent de reconstituer un scénario de dégradation structurelle [Pouteau, 2004], [Pouteau et al., 2006]

Ces essais ont démontré que la température de la chaussée et la position de la charge par rapport aux joints sont les facteurs les plus influents. Pour les conditions environnementales à haute

température, il a été également démontré **qu'un traitement de l'interface avec grenailage retardait le décollement entre la couche de revêtement en PCC et la couche de béton bitumineux**. Les essais en laboratoire des échantillons bi-couche (à des températures plus basses), montrent que la macrotexture de la surface des couches bitumineuses influe de manière significative la propagation de fissure [Pouteau et al.2004].

Pour développer un simple critère de délamination, des recherches ont été proposées pour approfondir la compréhension fondamentale des mécanismes de dégradation par la modélisation [Tran et al.2008], [Chabot et al.2017] et en laboratoire par des essais statiques et de fatigue sur des échantillons bi-couche [Pouteau,2004]. On cite par exemple les essais APT de fissure menées par Pérez [Pérez,2008] et Florence et al. [Florence et al.2004], Ces études ont conduit au développement d'équipements de laboratoire permettant d'évaluer de manière réaliste la propagation des fissures. Ces études ont été poursuivies à l'IFSTTAR par des thèses de doctorat de Hun [Hun,2012], [Chabot et al.2013], [Chabot et al.2017] et Nasser [Nasser,2016], [Nacer et Chabot.2017].

1.3.2.1.2. Évaluation du comportement de l'interface pendant le test APT

À la suite des études montrant l'importance de la délamination dans la dégradation des anciennes chaussées, depuis 2011, de nombreux projets de recherche ont été lancés par IFSTTAR, tels que les essais de fatigue accélérée APT, avec des chaussées bitumineuses comportant des discontinuités artificielles (fissures internes et décollement entre couches bitumineuses). Ces sections permettent d'évaluer les différentes méthodes non destructives pour la détection de décollement : le GPR, et la méthode d'impact mécanique [Simonin et al.2013], [Simonin et al.2012]. En outre, en 2012, un essai à échelle réelle (APT) a également été mené par IFSTTAR, pour évaluer les différents systèmes d'instrumentation, pour but d'évaluer les déformations dans les couches supérieures de la chaussée et à l'interface [Grellet et al.2012]. Dans le cadre de cette étude, un système pour les mesures de déformations locales, en utilisant des capteurs à fibres optiques a été testé. Ce système utilise des plaques équipées de petits capteurs à fibres optiques, placés à différents niveaux horizontalement et verticalement, utilisées pour mesurer les déformations horizontales et verticales dans les couches de béton bitumineux. Tous les résultats présentés dans ces différents articles montrent combien il est important d'étudier les mécanismes de décollement entre les couches qui affectent principalement la durabilité des chaussées (Figure I.7).

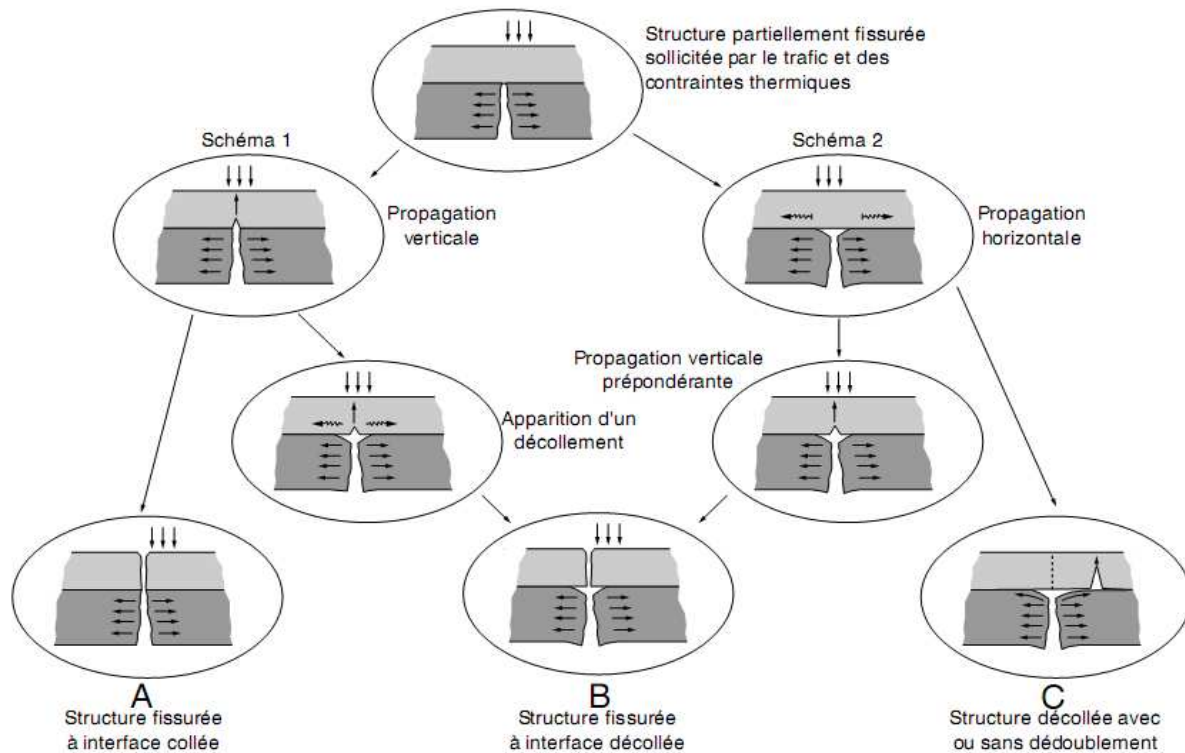


Figure I.7. Cheminement de la fissuration [Kettab, 2012]

I.3.2.2. Essais sur l'autoroute de France

Dans les années 2010, l'IFSTTAR (L'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux) a été impliqué dans une enquête détaillée sur 16 anciens tronçons autoroutiers (de 2 à 20 km environ), afin d'identifier leur défaillance et de comparer leur comportement réel avec les hypothèses de conception françaises. [Kimbonguila et al., 2015].

L'étude a porté sur des chaussées bitumineuses et composites épaisses, construites il y a 20 ans, de différentes régions de France. Cette section résume les principaux résultats obtenus pour deux types de chaussées françaises.

I.3.2.2.1. Chaussées bitumineuses épaisses :

L'étude comprenait 11 chaussées bitumineuses épaisses, avec des épaisseurs de couches bitumineuses variant entre 25 et 40 cm. L'étude a montré que seulement deux des 11 chaussées bitumineuses présentent des fissures de fatigue typique, démarrant à partir de la base des couches liées ; Ces deux chaussées avaient reçu un nombre de trafic dépassant largement le trafic estimé. Les deux sections ont été affectées par la fissuration thermique, associée à un vieillissement élevé des couches supérieures de la chaussée. Ces chaussées étaient tous deux situées dans des régions montagneuses, avec des conditions climatiques sévères (hiver froid). Le mode principal de dégradation (5 sections) est le décollement, ce qui affecte les couches de surface (couche de liaison), ou des couches plus profondes, qui étaient en fait des vieilles couches de roulement, qui avaient été recouvertes par plusieurs nouvelles couches. Ce décollement a été

principalement identifié par carottage, mais pourrait également être détecté par l'analyse de la déflexion. Les sections avec décollement (Figure I.8) présentaient des déflexions systématiquement plus élevées, et en particulier les valeurs plus élevées du rayon de courbure que les sections avec des interfaces bien collées. Ces sections ont été analysées en utilisant la méthode française de conception de chaussée, pour essayer d'estimer leur durée de vie restante. Ces calculs ont confirmé que le décollement peut réduire de manière très significative la durée de vie de la chaussée, et dans certains cas conduire à des efforts de traction très importantes au bas des couches décollées, entraînant une détérioration rapide des couches supérieures.



Figure I.8. Carottes provenant de chaussées bitumineuses épaisses, montrant un décollement entre les couches.

1.3.2.2.2. Chaussées semi-rigides

Les 5 sections restantes de l'étude étaient des sections semi-rigides, y compris le ciment dans la couche de base ou fondation, et recouvertes par une couche d'épaisseur variable de matériaux bitumineux ; Elles avaient plus de 25 ans. L'étude a montré que le principal mode de détérioration de ces sections, est la fissuration de réflexion, avec propagation vers le haut à partir des couches traitées au ciment. Quand un niveau significatif de détérioration a été atteint, un décollement entre les couches à base de ciment et les couches bitumineuses était également observé sur la plupart des sections. Quatre des cinq sections semi-rigides évaluées dans l'étude ont nécessité une réhabilitation importante, après 20-25 ans, consistant à enlever totalement les vieilles couches bitumineuses placées au-dessus de la couche à base de liant hydraulique, et à les remplacer par de nouvelles couches. Cependant, les recherches effectuées pendant ces travaux de réhabilitation ont indiqué que, sur les 4 sections, la couche traitée au ciment était toujours en très bon état et ne présentait aucune détérioration de fatigue.

Une des conclusions de cette étude était le rôle important joué par l'interface entre les couches dans la dégradation des chaussées sous trafic lourd (chaussées souples et semi-rigides), et la nécessité d'améliorer les méthodes d'essais non destructifs afin d'évaluer l'étendue et la gravité de ce décollement. Certaines études ont été initiées à l'IFSTTAR dans cette direction, qui ont montré que le Radar à pénétration de sol (RPS) et les Ondes mécaniques progressives [Simonin

et al.,2013] ainsi que l'utilisation de nouveaux capteurs [Grellet et al.,2012] peuvent fournir des informations précises sur les conditions de liaison entre les couches. Des modèles plus réalistes, prenant en compte des conditions d'interface variables, l'influence des conditions climatiques et la distribution réelle du trafic doivent également être développés.

1.3.2.3. Essais sur le routes des États-Unis

La forme prédominante de fissuration sur les routes américaines varie selon les régions et la zone climatique. Les fissures dans les chaussées bitumineuses sont coûteuses et difficiles à bien traiter, ce qui motive des études pour comprendre, prévenir et traiter les différentes formes de fissure. Dans les états du sud où les températures sont plus chaudes, la fissuration de fatigue ; (y compris la fissuration de haut vers le bas) et le décollement sont des préoccupations. La fissuration en blocs est également observée dans les mi- continental et dans le désert, où on enregistre des grandes variations de température entre le jour et la nuit. La remontée de fissure est également répandue dans les structures de chaussée composites (telles que les chaussées en béton de ciment Portland avec joints en bitume).

Des remontées de fissure, fissure en blocs et glissantes se produisent également dans les climats nordiques et froids comme il est montré en figure I.9.



Figure I.9. Fissures de fatigue [Buttlar et al. 2018]

Dans les climats froids, la fissuration thermique est une cause fréquente de la dégradation rapide des chaussées bitumineuses.

C'est particulièrement problématique quand ces fissures se développent tôt dans la vie de la chaussée, car elle contribue à une perte importante de l'état de service de la chaussée bien avant que la durée de vie prévue ne soit atteinte.

Un schéma de fissuration thermique typique se produisant dans les chaussées bitumineuses est montré dans la Figure.I.10. Si elles ne sont pas traitées, les fissures thermiques continueront à se

propager et à s'élargir avec le temps, permettant à l'humidité de s'infiltrer facilement dans le corps de chaussée. Des études sont effectuées sur le comportement des chaussées bitumineuse à basse température. Deux études majeures du Fonds commun sur la fissuration à basse température ont été menées au cours de la dernière décennie, fournissant de nouveaux résultats de recherche et un résumé complet des recherches antérieures sur ce sujet [Marasteanu et al., 2007,2012]. Ces études ont reconnu le besoin de mieux comprendre les fissurations en bloc, fissurations thermiques et les mécanismes de propagation de fissure par des essais mécaniques et des modélisations numériques. Elles ont conduit à des essais et des modèles inspirés de la mécanique de la rupture. Par exemple, un test de traction sur les disques compactés (DC (T)), maintenant normalisé dans ASTM D7313, et un modèle de fracture de zone cohésive ont été utilisés pour la simulation de la fissuration thermique, impliquant des exigences d'énergie de fracture. En plus un modèle en éléments finis de simulation de fissuration thermique a été développé, appelé ILLI-TC.



Figure.I.10. Fissures thermiques [Buttlar et al., 2018]

1.3.2.4. Essais sur l'utilisation des polymères modifiés à l'interface

Une couche de polymère modifié en tant que matériau résistant aux contraintes (Stress Absorbing Membrane Interlayer (SAMI)) a été construite sur une section de 200 m (United Kingdom). L'objet de ce projet consistait à étudier l'amélioration de la liaison entre les couches de béton bitumineux et de béton hydraulique et à prévenir où, au moins, à réduire la propagation de fissure à travers la couche de béton bitumineux. Construit entre 1975 et 1985, la chaussée

existant est constituée d'environ 135 mm de béton bitumineux sur 180 mm de béton de ciment, ((cement bound material (CBM))).

La fissuration transversale trouvée est due au retrait normal ou bien au retrait thermique de la couche de CBM. Le rapport de carottage, montre que le revêtement est entre 310 et 356 mm d'épaisseur et est généralement en bon état structurel. Toutes les carottes montrent un délaminage à des profondeurs comprises entre 86 et 140 mm, tandis que les essais in situ ont montré que la fondation de la chaussée était solide. Le traitement proposé était de placer une couche de 100 mm, constituée de 60 mm de liant dense et de 40 mm de revêtement mince, à travers 472 m du site. Une autre section de 200 m a été traitée par une couche de 140 mm, composée de 100 mm de liant dense AC 20 (40/60) avec un liant de 40 mm de revêtement mince avec une couche d'interface à membrane absorbant les contraintes (SAMI), et une couche de liaison conventionnelle sur une autre section de 200 m comme une section de contrôle. Les résultats d'Ooms (qui ont utilisé le test de cisaillement « Leutner » décrit dans la clause SHW 954 [Leutner ,1979]) et les laboratoires « Transerv » ont des conclusions contradictoires en ce qui concerne l'utilisation de la couche d'accrochage sous la couche de liaison. L'effet de différentes épaisseurs, types de couches d'accrochage et de couches de liaison n'est pas clair en raison de la variation des conditions du site. [Sullivan et al., 2012].

I.3.3. Essais à échelle réduite

I.3.3.1. Mesure de l'énergie de fissuration par la méthode de traction de disque compact [Buttlar et al.]

L'essai de traction de disque compact (DC (T)), montré dans la Figure I.11, a été développé à l'université d'Illinois par Waggoner et al. pour caractériser le « mode I » de comportement à la rupture de mélanges classiques de béton bitumineux, de couche intermédiaire et de couche de surface. [Waggoner et al. 2005]

En outre, Ahmed et al. ont adapté l'essai (DC (T)) pour évaluer les propriétés de fissure des couches minces des chaussées. [Ahmed et al. 2010]

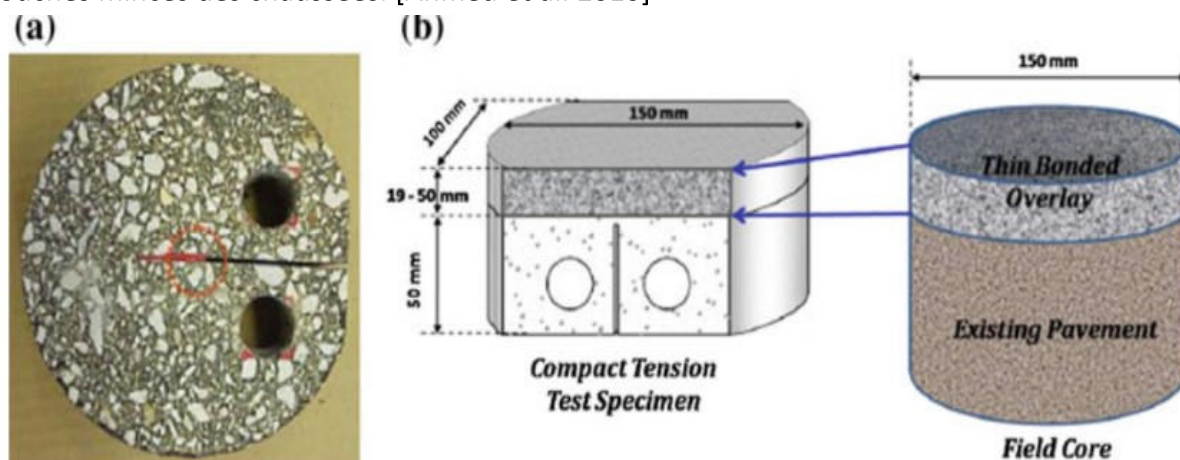


Figure I.11. Exemple de l'échantillon de l'essai de disque compact [Ahmed et al. 2010]

En plus, Wagoner et al. [Wagoner et Buttlar. 2007] ont évalué l'effet de la taille de l'échantillon sur la résistance à la rupture par la variation du diamètre et de l'épaisseur des échantillons.

Braham et al. ont examiné l'effet du vieillissement en laboratoire des enrobés bitumineux mélangés à l'énergie de rupture DC (T) et des bétons bitumineux non compactés à l'étuve à une température de 135°C pour des périodes variant entre 2 et 48h. [Braham et al. 2009]

L'essai de DC(T) a été aussi exploité dans le domaine de béton bitumineux recyclé (RAP) et le béton bitumineux à froid (WMA). Behnia et al. ont constaté qu'un pourcentage élevé de RAP donnait généralement une énergie de fissure réduite [Behnia et al. 2011]. De plus, Hill et al. ont constaté que l'essai DC (T) a été capable de distinguer l'influence des additifs moussants, organiques et chimiques au mélange bitumineux à froid. [Hill et al. 2012]

Finalement, Buttlar et al. ont considéré la relation entre la fissuration transversale et l'énergie de fissure CMOD [Buttlar et al. 2010] ; ces résultats sont confirmés aussi par Dave and Hoplin, [Dave et Hoplin. 2015].

L'essai de disque compact a été également utilisé pour caractériser la technique de réhabilitation de la couche mince d'enduit superficiel (TBO's) par Ahmed et al [Ahmed et al. 2010]

I.3.3.2. Mesure de l'énergie de fissuration par l'essai de Fenix

L'essai Fenix est un essai de traction pour évaluer la résistance à la fissuration du béton bitumineux par calcul de l'énergie dissipée pendant le processus de rupture, (Figure 1.12) [Perez-Jimenez et al., 2010]

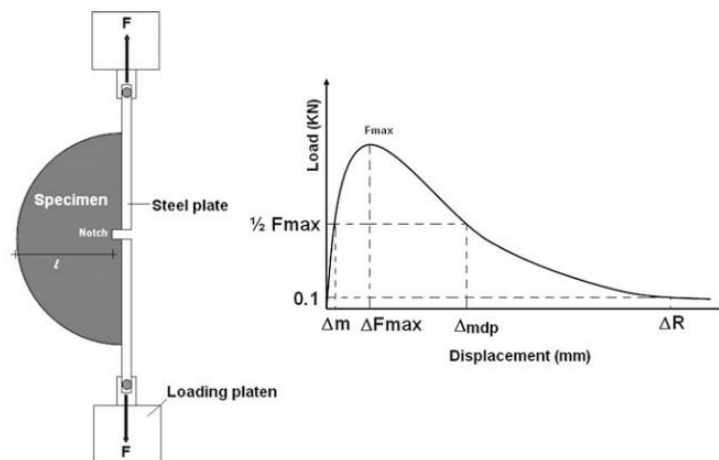


Figure I.12. Principe de l'essai Fenix et diagramme charge déplacement [Perez-Jimenez et al., 2010]

I.3.3.3. L'essai de flexion à 4 points

La mesure de la propagation de fissures dans les mélanges bitumineux par l'essai de flexion à quatre points a été développée à l'Université de Lyon / ENTPE (Figure 1.13). L'une des principales

caractéristiques de cet essai est qu'entre les deux charges, le moment fléchissant est constant et l'effort tranchant est nul.

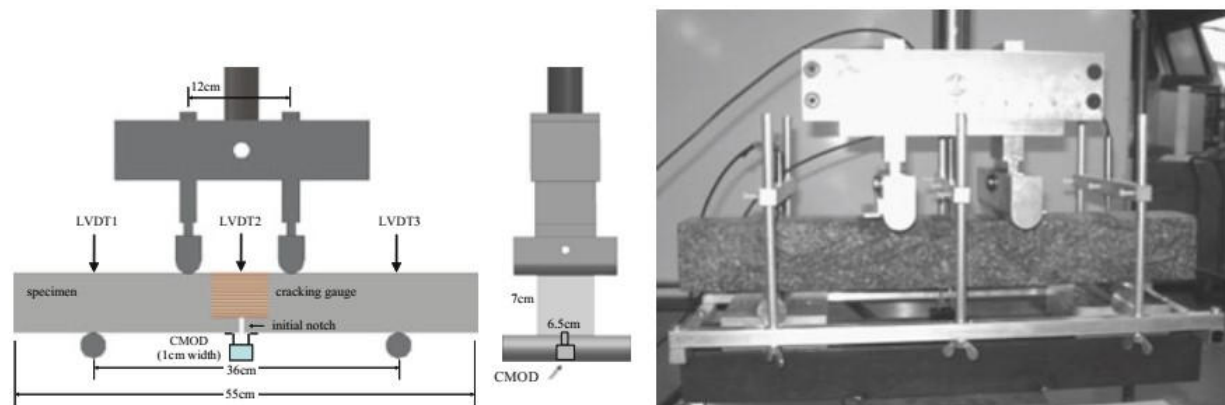


Figure 1.13. Essai de traction par flexion à 4 points à l'université de Lyon/ENTPE

La détermination de la longueur de la fissure par cette méthode a été exploitée dans de nombreuses études antérieures, [Nguyen et al. 2013], [Jiang et al. 2004], [Wendling et al. 2004].

La Méthode de rapport de déplacement pour prédire la longueur de fissure DRCL (**D**isplacement **R**atio method for predicting **C**rack **L**ength), est une nouvelle méthode qui permet de calculer la longueur de la fissure au cours de l'essai de flexion quatre points, [Nguyen et al. 2013].

Mandel a trouvé que le déplacement et les champs de déformation sont les mêmes pour les matériaux élastiques ou viscoélastiques si la fissure ne se propage pas. [Mandel, 1955].

Pour la modélisation de l'essai de flexion à 4 points le logiciel COMSOL basé sur la méthode des éléments finis (MEF) a été utilisé par Nguyen et Tapsoba, [Nguyen, 2013], [Tapsoba, 2008].

Le calcul est répété pour différentes valeurs de longueur de fissure afin d'obtenir le rapport de déplacement en fonction de la longueur de la fissure.

1.3.3.4. Mesure du module complexe par l'essai uniaxial cylindrique

Le module complexe peut être mesuré dans différents modes de chargement. La mesure du module complexe utilisant l'essai configuré par la DGCB au laboratoire de l'Université de Lyon / ENTPE, [Birgisson et al. 2008], [Delaporte et al. 2009], est présenté ci-dessous.

L'essai consiste à appliquer sur des éprouvettes cylindriques, des déformations axiales sinusoïdales à différentes températures et fréquences. La contrainte axiale (σ) est mesurée à partir d'une capture de chargement. La déformation axiale (ϵ_{ax}) et la déformation radiale (ϵ_{rad}) sont obtenues à partir des capteurs de déplacement sans contact. (Figure I.14).

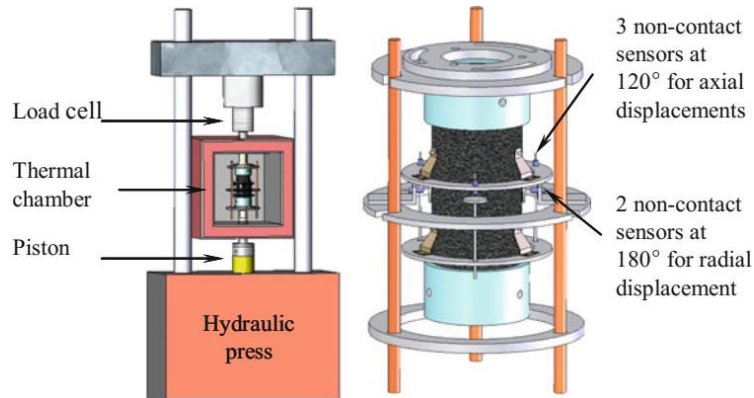


Figure I.14. Outils expérimentaux de mesure de module complexe [Nguyen et al. 2013]

Les résultats trouvés par Nguyen et al. et Pouget et al., montrent que l'angle de phase du coefficient de Poisson complexe ϕ_v est très faible et négatif mais pas nul comme il a été généralement supposé dans la littérature. Les valeurs négatives de ϕ_v signifient que la déformation radiale est légèrement retardée par rapport à la déformation axiale, qui semble physiquement acceptable. [Nguyen et al. 2013], [Pouget et al. 2010].

De nombreux chercheurs considérant les expériences unidirectionnelles ont montré que les mélanges bitumineux respectaient le principe de superposition temps-température (TTSP) dans le domaine des petites déformations, où le comportement peut être considéré comme linéaire viscoélastique (LVE).

L'application de ce principe permet de tracer une courbe maîtresse à une température de référence donnée (TR). Cette courbe maîtresse de module complexe est construite en décalant le long de l'axe les valeurs des fréquences de module complexe obtenues à différentes températures. [Di Benedetto et al. 2013], [Nguyen et al. 2013].

I.3.3.5. Essais de fatigue à l'aide d'éprouvettes de forme trapézoïdale

L'évaluation du module complexe des matériaux a été réalisée selon la norme européenne EN 12697-26 sur des échantillons trapézoïdaux (Figure I.15). [NF EN 12697, 2012].

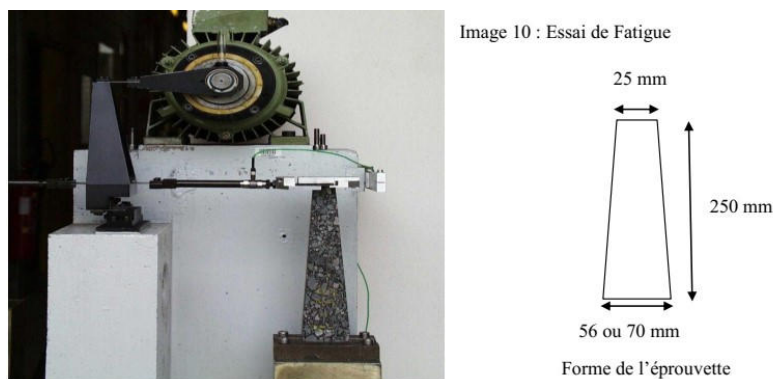


Figure I.15. Vue d'ensemble et dimensions de l'échantillon de l'essai du fatigue

Le comportement mécanique des matériaux bitumineux est supposé linéaire thermo-viscoélastique et représenté par les cinq coefficients viscoélastiques E_0^i , E_∞^i , k_i , h_i , δ_i et les trois coefficients thermiques A_0^i , A_1^i , A_2^i du module complexe du modèle de Huet-Sayegh [Huet, 1999], [Sayegh, 1967].

Le modèle Huet-Sayegh consiste en deux branches parallèles. La première branche est composée d'un ressort et deux amortisseurs paraboliques qui donnent l'élasticité instantanée et retardée de béton bitumineux, respectivement. La deuxième est constituée d'un ressort et représente la statique ou l'élasticité à long terme du béton bitumineux. Le paramètre E_∞ est le module élastique instantané, E_0 est le module élastique statique, k et h sont les exposants du parabolique amortisseurs ($1 > h > k > 0$), et δ est un coefficient dimensionnel positif équilibrant la contribution du premier amortisseur dans le comportement global. Au moyen de lois paraboliques de fluage associées aux deux amortisseurs, ce modèle rhéologique prédit très précisément l'essai de module complexe obtenu pour les enrobés à différentes températures et fréquences.

Les coefficients du modèle de Huet-Sayegh peuvent être déterminés à partir de données expérimentales et en utilisant le logiciel Viscoanalyse, [Chailleux et al. 2006]. Pour l'analyse de la chaussée en 3D, une solution multicouche semi-analytique utilisant les transformées de Fourier rapides et le comportement linéaire du modèle Huet-Sayegh pour les matériaux bitumineux a été utilisée dans le logiciel libre ViscoRoute.

ViscoRoute 2.0 permet aux utilisateurs de considérer plusieurs charges en mouvement et charges de forme elliptique [Chabot et al. 2010].

I.3.3.6. L'essai de flexion-retrait de LRPC d'Autun

Parmi les différents tests de laboratoire utilisés pour obtenir le comportement des échantillons en béton bitumineux avec une ou deux couche (s) et une entaille de fissure initiale, celle provenant du laboratoire régional d'Autun (France) offre la possibilité de simuler en laboratoire, avec des possibilités de contrôle thermique, des propagations de fissures dues à différents rétrécissements et conditions de charge en flexion cyclique.

L'essai est bien détaillé dans la Figure I.16. [Millien et al. 2012].

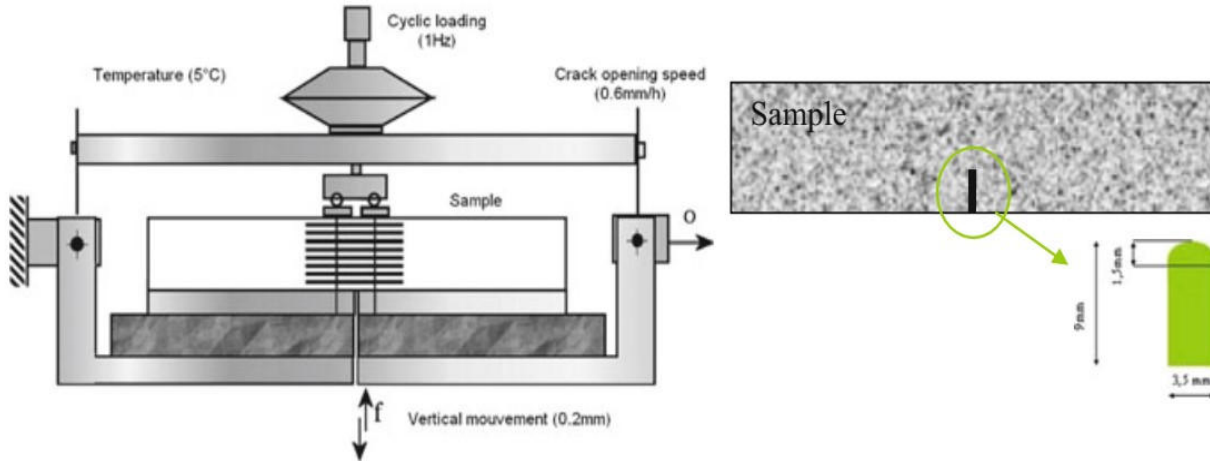
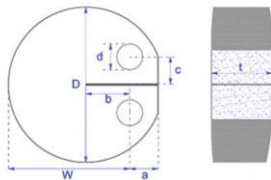


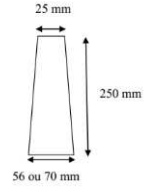
Figure I.16. Équipement et échantillon de l'essai TC-CAP [Millien et al. 2012].

I.3.3.7. Résumé

Le tableau suivant résume les essais à échelle réduite.

Tableau I.1. Résumé des essais à échelle réduite

Essais	Référence	Caractéristiques	Résultats obtenus
Essai de traction de disque compact (DC(T))	ASTM D7313-14	<p>Dimensions de l'échantillon :</p>  <p>D=150 mm., W= 110 mm. a= 35 mm., b= 27.5 mm. c= 25 mm., d= 25 mm., t= 50 mm.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Décollement • Énergie de rupture
Essai de Fenix	UNE-EN 12697-24:2006	<p>Dimensions de l'échantillon :</p> <p>Un demi cylindre avec :</p> <p>Une épaisseur de 63.5 mm et in diamètre de 101.6 mm</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ouverture de la fissure • Énergie de rupture

Essai de flexion à 4 points	EN 12697-24 :2012	Dimensions de l'échantillon : 420*100*100 mm ³	<ul style="list-style-type: none"> • Décollement découpé. • Énergie de rupture
Essai uniaxiale cylindrique	EN 12 697-26, 2008	Dimensions de l'échantillon : $\Phi=100\text{mm}$	<ul style="list-style-type: none"> • La contrainte axiale (σ). • La déformation axiale (ϵ_{ax}). • La déformation radiale (ϵ_{rad}). • Le module complexe.
Essais de fatigue à l'aide d'éprouvettes de forme trapézoïdale	EN 12697-26	Dimensions de l'échantillon : Image 10 : Essai de Fatigue  25 mm 250 mm 56 ou 70 mm Forme de l'éprouvette	<ul style="list-style-type: none"> • L'évaluation du module complexe
L'essai de flexion-retrait de LRPC d'Autun	NF P 98-261-1	Dimensions de l'échantillon : 400*100*100 mm ³	<ul style="list-style-type: none"> • Le comportement des échantillons. • Ouverture de la fissure

I.4. Modèles constitutifs d'initiation et de propagation des fissures

I.4.1. Objectif

Le phénomène de fissuration dans le béton bitumineux est assez complexe et nécessite l'emploi des principes fondamentaux de la mécanique de la rupture qui sont couplés avec des modèles constitutifs dépendant du temps et de la température pour représenter avec précision l'initiation et la propagation de fissures. En raison de cette complexité, le béton bitumineux est modélisé, en tant que matériau composite hétérogène ; il est commun pour la plupart des approches de modélisation d'homogénéiser le mélange du béton bitumineux sous la forme d'un composite viscoélastique isotrope. Cette hypothèse est vraie à des températures basses, au fur et à mesure que la température augmente, la présence de la viscoplasticité devient plus importante et devrait être intégrée dans les formulations du modèle.

I.4.2. Modèle d'initiation et croissance des fissures pour les Matériaux viscoélastiques

Le modèle est implémenté dans un logiciel d'éléments finis en utilisant un schéma de décomposition du spectre pour les séries de Prony dans le domaine complexe. Cet algorithme permet une définition des contraintes et déformation en intégrant la formulation de Boltzmann

dans le domaine temporel. Dans ce contexte, la transposition de fréquence est proposée par l'utilisation d'une technique de décomposition du spectre. L'analyse de fissure pour la représentation de l'initiation et la croissance des fissures dans le béton bitumineux suit l'approche de Dubois [Dubois et al, 2012]. Basée sur la non dépendance intégrale, la technique de G_θ est adaptée à la croissance des fissures de fluage [Dubois et al. 2012].

Les chercheurs de l'IFSTTAR ont développé un essai pour évaluer la contribution du bitume aux phénomènes de fissuration dans le béton bitumineux [Nguyen. 2013]. [Maillard et al. 2004]. Cet essai permet de simuler le processus de croissance des fissures dans le bitume autour des agrégats. L'échantillon est composé d'un film mince fixé entre deux protubérances convexes en acier sur lequel la machine d'essai impose un déplacement avec différentes vitesses de chargement et température (voir figure I.17) ; la simulation de cet essai est faite par Dubois et al. [Dubois et al. 2012].

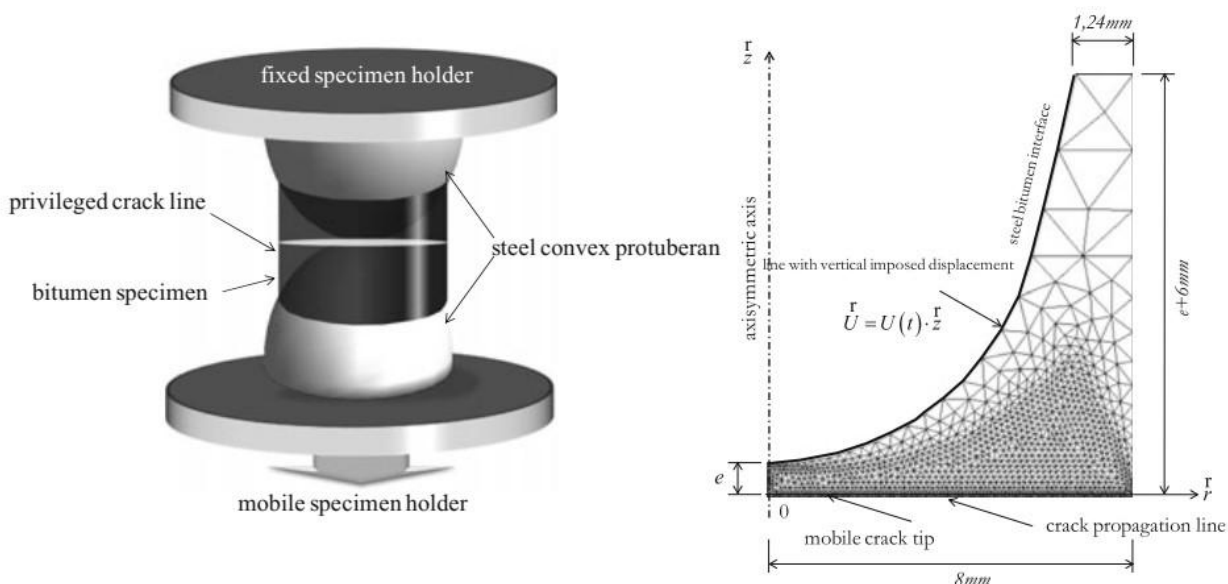


Figure I.17. Modèle expérimental et numérique de l'essai de Nguyen [Nguyen. 2013]

I.4.3. Modèle de fracture de la zone cohésive

La géométrie et la non linéarité au voisinage de la fissure et l'importance d'une simulation précise de l'initiation et de la propagation des fissures dans le béton bitumineux ont amené de nombreux chercheurs à modéliser ce phénomène, [Lihui et al. 2018].

D'autres chercheurs intéressés par les essais de rupture du béton bitumineux à basse et moyenne températures ont signalé la présence d'une zone de fissure avant la phase de propagation. L'approche de la modélisation de la fissure dans les zones cohésives permet une meilleure représentation du comportement traction-séparation des matériaux quasi fragiles en liant les propriétés intrinsèques du matériau telles que l'énergie de rupture et la force de

cohésion avec l'échelle de longueur associée à la taille de la zone de propagation de fissure (FPZ). Par la méthode des éléments finis, la simulation de l'initiation et de la propagation des fissures, un modèle de zone cohésive est recommandé pour sa précision dans la représentation du FPZ et son efficacité dans le cadre de simulation numérique.

Plusieurs chercheurs, dont Song et al. ont démontré les capacités de modèle de zone cohésive (CZM) pour une simulation précise de la fissuration dans les bétons bitumineux. La méthode bilinéaire décrite par Song et al. [Song et al. 2006], a été appliquée pour la simulation de fissures thermiques et réfléchissantes dans les chaussées en bétons bitumineux et les chaussées réhabilitées, par Dave et al. [Dave et Buttlar. 2010]. Le modèle de la dépendance aux températures (temperature dependent exponential) et le modèles de zone cohésive adoucissant la loi de puissance (power law softening cohesive zone) ont été utilisés par Dave et Behnia pour simuler les performances élevées des couches de réhabilitation des chaussées. [Dave et Behnia. 2017].

I.4.4. Modèles mécaniques de rupture de béton bitumineux à chaud

Des études en laboratoire et in-situ à l'Université de Florida ont abouti à la mise au point d'un modèle de fissuration basé sur la mécanique de rupture viscoélastique, appelé Modèle HMA-Fracture Mechanics (HMA-FM). Le modèle se concentre sur la description de l'initiation et la propagation de fissures dans les mélanges bitumineux pour toutes les combinaisons et les conditions de chargement et température. Des travaux de recherche antérieurs ont montré que l'approche classique de la mécanique de rupture, [Grous., 2018] peut constituer un moyen rationnel de considérer les effets de la redistribution des contraintes induite par des défauts ou des microfissures dans le matériau. Le modèle HMA-FM suppose que la propagation des fissures dans les chaussées bitumineuses se produit de manière discontinue, step-wise manière basée sur des essais anecdotiques sur la base des observations sur le terrain telles que rapportées dans des recherches antérieures, [Changluan et al., 2018].

Le modèle HMA-FM utilise un concept de seuil ou de limite basé sur l'observation que les microfissures dans les mélanges bitumineux semblent être complètement guérissables, alors que les macro-fissures ne semblent pas être guérissables [Zhang et al. 2001]. Cela indique qu'un seuil de rupture existe en dessous duquel les ruptures sont entièrement guérissables. Une fois le seuil dépassé, les macro-fissures développées ne sont plus guérissables.

Deux autres approches ont fixé la limite de seuil en terme d'énergie. Le seuil énergétique définit le développement de macro-fissures, à tout moment pendant l'initiation ou la propagation de la fissure, en tout point du mélange. Si les conditions de chargement et de rétablissement ne dépassent pas le seuil de mélange, alors le mélange peut ne jamais se fissurer, quel que soit le nombre de répétitions de charge appliquées.

Comme montré par Zhang et Roque et al. l'initiation et la propagation des fissures peuvent se développer dans les mélanges bitumineux par deux manières distinctes, définies par deux seuils

ou limites de rupture distincts. Il a été déterminé que l'énergie dissipée de déformation de fluage (DCSE) et la densité et l'énergie de rupture (FE) densité de mélanges bitumineux définissent de manière appropriée les limites de rupture inférieure et supérieure, respectivement. [Zhang, 2000], [Roque et al, 2002].

I.5. Comportement de l'interface

I.5.1. Objectif

Cette partie traite la fissuration, le décollement, la fatigue et la rupture à l'interface ou près de l'interface des chaussées multicouches. Les études ne concernent pas seulement les chaussées bitumineuses, mais aussi les chaussées dites composites, couche de ciment Portland et couche de béton bitumineux. Avant que des progrès significatifs puissent être réalisés dans l'amélioration de la liaison intercouche, des observations sur terrain combinées à des tests en laboratoire sont nécessaires pour caractériser (qualifier) les mécanismes de décollement. Ensuite, des modèles anti-fissure d'interface peuvent être construits. Les nouveaux matériaux et des essais de laboratoire basés sur ces modèles ont été développés pour créer des chaussées conçues contre la propagation des fissures.

Durant les années 1990, la propagation de fissure était la principale cause de dégradation observée dans les chaussées [Vanelstraete et Franckenal, 1997]. Ce phénomène était dû à la fatigue ou à d'autres formes de fissuration dans les couches inférieures qui propage vers les couches superficielles. Des méthodes de dimensionnement de chaussées ont été développées à la base de modèle Burmister [Burmister, 1943] qui suppose la structure multi-couche sans discontinuités et suppose que les interfaces sont parfaitement séparées ou parfaitement liées.

Pour les chaussées multicouches, ces outils sont encore principalement basés sur certains critères de dégradation tels que :

- Fissuration ascendante se produisant dans les couches de base (pas pour étudier la fissuration descendante se produisant dans les couches minces).
- Orniérage dû au niveau de déformation verticale élevé.

I.5.2. Essais et résultats sur l'interface

Bien que les propriétés de liaison aient souvent été négligées, en particulier pour les chaussées à surface mince ou ultra-mince [Ming et Weidong, 2016], de nombreux chercheurs ont souligné l'importance d'une bonne liaison d'interface pour la durabilité et la performance de la chaussée [Mirzapour et al., 2016].

En outre, les méthodes de dimensionnement de chaussées [AASHO, 2019], supposent principalement que le trafic de chargement peut être réduit à une pression normale constante et verticale appliquée sur la surface de la chaussée. Cependant, l'augmentation de la charge et la fréquence de trafic augmentent les contraintes dans la chaussée, en particulier en endommageant l'interface entre la couche de surface et les couches inférieures. Il est essentiel

de prendre en compte les critères d'interface dans les futures méthodes de dimensionnement de chaussées. Certains modèles avancés [Hammoum et al, 2010], de dimensionnement négligent les dégradations de la couche de surface dues aux forces horizontales du pneu et au cisaillement ou les contraintes mixtes qui entraînent un décollement entre les couches inférieures et la couche superficielle dégradée. Il est mathématiquement et numériquement difficile de modéliser avec précision les discontinuités d'interface dans un système de revêtement, en particulier pour les couches superficielles minces et les couches minces de renforcement, là où existent des gradients de contrainte élevés.

Des dommages à la surface et des fissures ascendantes ont été observés dans la surface des nouvelles routes construites avec des couches très minces à cause des contraintes très élevées au contact pneu-chaussée [Ambassa et al, 2013], Alors que plusieurs chercheurs [Diakhaté et al, 2006], [Petit et al, 2009]. ont constaté que les défauts de liaison d'interface étaient l'une des principales raisons de la dégradation.

Simultanément, la plupart des réseaux routiers vieillissent et de nouvelles techniques de construction des routes sont en cours de développement. Ces chaussées sont souvent soumises à des dégradations (ondulations, décollements, glissements ou fissures de fatigue) dues à une mauvaise liaison de l'interface.

Les routes les plus chargées avec des structures de chaussée épaisses sont maintenues trente ou quarante ans, et seules les couches supérieures ont subi une ou plusieurs réparations. Les travaux de réhabilitation traditionnels consistent à fraiser l'ancienne couche de roulement avant de la recouvrir d'une nouvelle couche. Ces nouvelles chaussées composites ont donné lieu à des dégradations rapides des structures, telles qu'une série de nids de poule ou de délaminages de la couche supérieure. Ces phénomènes se produisent généralement à cause du gel-dégel et des fortes pluies. Dans son article, Vulcano-Greullet [Vulcano-Greullet et al, 2010] a étudié trois types de dégradation observée pour trois stratégies de réhabilitation. (Figure I.18)

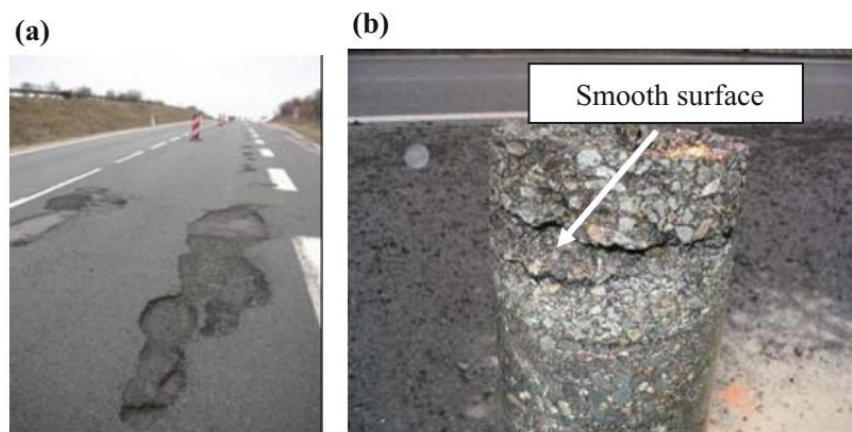


Figure I.18. Couche de revêtement mince sur une chaussée lisse (a) Nids de poule dans l'ordre (b) Couche de liant endommagée sous couche de roulement. [Vulcano-Greullet et al, 2010]

L'une des causes de dégradation de la couche supérieure de la route est le phénomène de gel-dégel en combinaison avec l'humidité et la circulation. Il y a d'autres causes pouvant entraîner une dégradation longue de la chaussée avant que les dégradations apparaissent à la surface comme la présence d'eau près de la surface, et la Fatigue de l'interface entre les couches. [Diakhaté et al, 2006], [D'Andrea et Tozzo, 2016]. Des dégradations Similaires sont également étudiées et illustrées par le LCPC circulaire. L'étude révèle le phénomène de fatigue au niveau de la première interface par temps chaud, qui, combiné à la circulation et aux conditions hivernales, peut affaiblir les couches supérieures et entraîner leur dégradation rapide [Mauduit et al, 2013].

L'apparition rapide des fissures à la surface des couches minces mises pour la réhabilitation, a conduit les chercheurs à développer des techniques de liaison entre les couches qui résistent aux propagations des fissures. Parmi ces recherches, nous mentionnons :

- Décollement des couches d'interface dû à des contraintes de cisaillement élevées combinées avec des contraintes de traction d'interface ;
- Fissuration descendante due aux contraintes de cisaillement de surface, induisant une traction superficielle ;
- L'orniérage combiné avec des contraintes normales élevées et de cisaillement dans le cas des chaussées en béton bitumineux ;
- Fissuration des bords de chaussées ultraminces (UTW), en relation avec l'humidité et d'autres effets environnementaux.

I.5.3. Essais pour caractériser l'interface

I.5.3.1. Généralités

Grace à l'importance des essais sur l'interface des couches de revêtement, le sujet a été de plus en plus important dans l'Europe et dans de nombreux autres pays au cours des dix dernières années (USA, Suisse, etc.) [Romanoschi et Metcalf, 2002], [Mohamed et al, 2009]. Plusieurs méthodes de test sont utilisées aujourd'hui pour évaluer la liaison entre les couches de revêtement, mais elles varient en fonction des dispositifs d'essais, de la température d'essai, de la sollicitation de chargement ainsi que de la géométrie de l'échantillon et de préparation [Roffé et Chaignon, 2002], [Raab et al, 2009].

En raison des différences conditions expérimentales, une comparaison directe des résultats d'essai obtenus est souvent impossible. En effet, malgré de nombreux efforts, les recommandations et les informations manquent encore en ce qui concerne les différences entre les méthodes et la sélection d'une méthode donnée pour l'évaluation de ruptures liées à l'interface.

I.5.3.2. Paramètres influençant le phénomène

Les paramètres d'état (rugosité, adhérence) et les paramètres d'environnement et de construction (propreté, teneur en eau, etc.) doivent être introduits dans les futures méthodes de dimensionnement de béton bitumineux à chaud ou à froid (HMA, WMA) et les chaussées à base de ciment Portland (PCC). En résumé, pour étudier les mécanismes de décollement qui se produit souvent dans les chaussées (Figure I.19 et I.20), il faut prendre les paramètres suivants en considération :

- Lorsque la première couche est fissurée, l'eau peut jouer un rôle important dans la durabilité de la liaison d'interface. Cela a été clairement démontré pour les chaussées en béton [BLPC.1979], [Fuchs et Jasienski.1997], (Figure I.20a). Ce phénomène est également très applicable aux chaussées en bitume [Vulcano et al.2010], [Bergeron et al.2014], (Figure I.20b).
- Le comportement mécanique des matériaux bitumineux tels que l'effet de la viscoélasticité lié à la vitesse de circulation et à la charge devrait être rigoureusement pris en considération dans le développement et l'interprétation des essais en laboratoire.
- Les effets environnementaux tels que le rapport du module entre deux couches (liées à la sensibilité à la température du matériau bitumineux) et la teneur en humidité des matériaux doit être pris en considération.
- Les conditions physiques de l'interface telles que la propreté et la rugosité, conduisant à différents aspects de liaison, doivent être pris en compte.
- Les tailles d'échantillon pour les essais de laboratoire doivent être soigneusement considérées comme un facteur important influant sur l'apparition et la propagation des fissures.
- Un nombre suffisant des échantillons doit être considéré, en particulier compte tenu de la variabilité inhérente associée aux essais cycliques de fissuration.

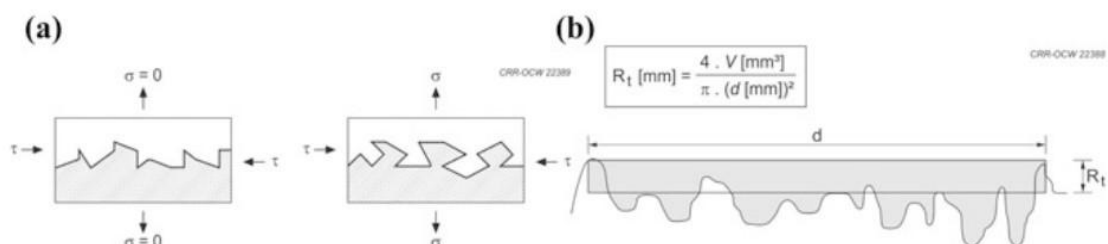


Figure I.19. Paramètres de rugosité de l'interface [Bissonnette et al, 2011] **(a)** Liaison mécanique en traction et en cisaillement entre le substrat et le revêtement **(b)** Détermination de la rugosité en utilisant la méthode du sable [Kaufmann, 1971]

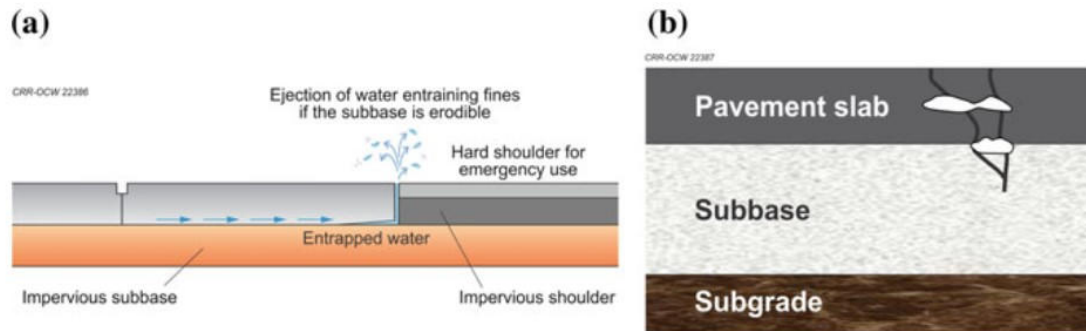


Figure 1.20. Propagation de l'eau dans les chaussées par le haut et effet sur le collage de l'interface [Fuchs et Jasienski.1997], [Bergeron et al.2014]

I.5.4. Modélisation de comportement de l'interface

Pour la modélisation des structures de chaussées fissurées, en particulier en ce qui concerne les conditions de liaisons, certains nouveaux modèles ont été développés, tels que :

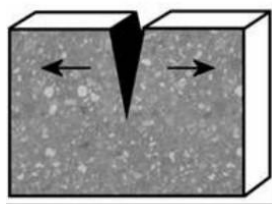
- Pour étudier l'influence d'une interface coulissante dans une chaussée souple (Logiciel IFSTTAR ViscoRoute ©), Une méthode semi-analytique pour calculer la réponse d'une couche viscoélastique sous une charge uniforme se déplaçant à vitesse constante a été mise en œuvre dans le logiciel ViscoRoute © [Chabot et al.2010]. Le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux est décrit en utilisant la loi de Huet-Sayegh [Huet,1963], [Sayegh.1965]. Le logiciel prend en considération les conditions d'interface entièrement liées ou glissantes [Chupin et al.2010], [Grellet et al.2012].
- Modèles simplifiés pour les chaussées fissurées (projet IFSTTAR FissuRoute) ; L'objectif principal de cette étude était de développer une approche de modélisation 3D pour l'étude de la fissuration dans les chaussées. Un modèle simplifié de chaussée fissurée, noté M4-5nB (pour le modèle de matériaux multicouches, avec des équations d'équilibre de 5n (n: nombre de couches) basé sur la théorie de Boussinesq) a été proposée comme noyau de cet outil logiciel, [Chabot et al.2017], [Tran et al.2010], [Berthemet et Chabot, 2013], [Nasser et al.2018].
- Le modèle RCCM pour la modélisation d'interfaces (Université de Marseille-LMA) ; Cette étude portait sur la modélisation d'interfaces dans la construction en maçonnerie [Fouchal et al.2009] en prenant en compte les phénomènes mécaniques qui régissent leur rupture comme adhérence, glissement, frottement, endommagement. Pour la modélisation numérique, le logiciel LMGC90 a été utilisé. L'objectif était de valider le modèle RCCM (Raous-Cangémi-Cocou-Monerie) [Raous et al.1999], [Monerie et Raous, 2000], qui prend en compte les non linéarités de matériaux telles que les fissures.
- Nouvelles méthodes d'éléments finis telles que la méthode des éléments finis étendus (XFEM) [Moës et al.1999], [Van der Meer et al.2012], ou la méthode des éléments finis généralisés (GEM), [Duarte et al.2000], [Garzon et al.2010] peuvent également être utilisées pour aider à

la modélisation de telles conditions de fissure dans la chaussée ou l'échantillon de laboratoire en gardant le maillage initial pendant la propagation de fissure.

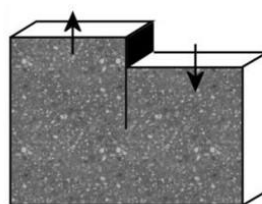
I.5.5. Essais de comportement de l'interface par type de fissure

Cet paragraphe résume les différents essais effectués dans les laboratoires de recherche pour caractériser le lien entre les couches de chaussée. Ces essais sont classés par ordre de type de fissuration dans ce qui suit : (Figure I.21).

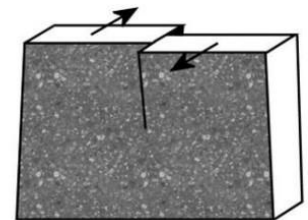
- Mode I: mode d'ouverture.
- Mode II: en mode de cisaillement plan.
- Mode III: Mode de cisaillement hors plan (déchirement)
- Mode mixte: Combinaison des modes I et II .



Mode I : ouverture



Mode II: cisaillement



Mode III: déchirement

Figure I.21. *Mouvements des lèvres d'une fissure (modes I, II et III) [Irwin, 2010]*

I.5.5.1. Mode I : mode d'ouverture

I.5.5.1.1. L'essai de traction par flexion

L'essai de traction par flexion (TBT) peut être utilisé pour évaluer la capacité de la cohésion interne entre les couches de chaussée routière. Certains soins devraient être pris avec l'adhésif (colle) ; il devrait être assez fort pour éviter l'échec de l'adhésivité (Figure I.22).

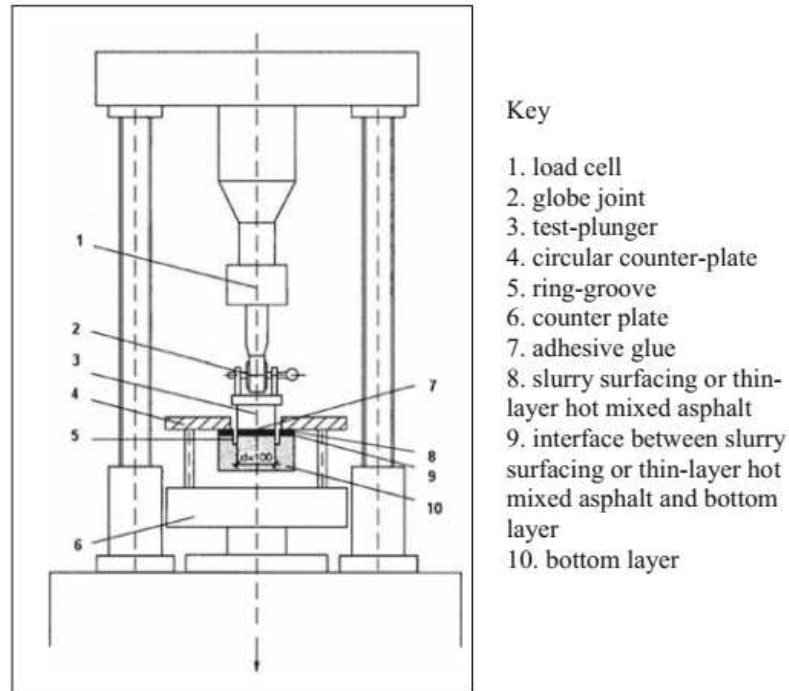


Figure I.22. Exemple d'un appareil de l'essai sur la liaison intercouches. [PR NF EN 12697-48, 2014]

Deux types d'échantillons sont généralement utilisés : cylindriques et cubiques. La difficulté de cet essai est d'obtenir une uniforme distribution de contraintes de traction à proximité de l'interface, dûe à la géométrie de cet échantillon.

A l'aide de l'analyse d'image numérique (DIC), l'université de Limoges donne des informations sur l'épaisseur de l'interface appelée interphase ; [Ktari et al.2013], [Ktari, 2016].

1. Echantillon cylindrique

L'essai de liaison intercouches (TAT) décrit dans la norme européenne [PR NF 12697-48,2014] est applicable sur des carottes d'aux moins 60 mm de hauteur testées en laboratoire. [De Visscher et al.2014], [Destrée et al.2015].

2. Echantillon cubique

Les échantillons ont une section carrée de 80 par 80 mm ; ils peuvent être facilement extraits de carottes (pour une carotte d'une surface de 400 cm², 3 échantillons peuvent être extraits) ou des échantillons fabriqués en laboratoire. Les plaques de métal sont collées avec une colle sur les deux côtés de l'échantillon (Figure I.23) [BBRC,2012].

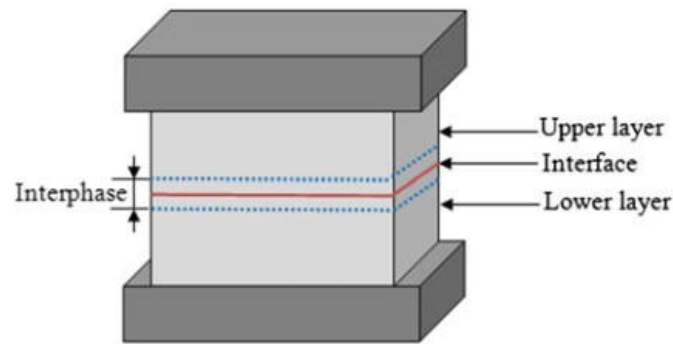


Figure I.23. Essai de traction sur les échantillons cubiques [Ktari et al.2013] [Ktari, 2016]

I.5.5.1.2. Essai de traction par flexion in-situ.

L'essai in-situ permet de déterminer la force de liaison directement sur site (voir Figure I.24). Avant d'appliquer le système de mesure sur la surface de la chaussée en appliquant une force de traction, une rainure en forme d'anneau est formée sous la couche de surface. [LC 25-010, 2016], [Destrée et al.2015]

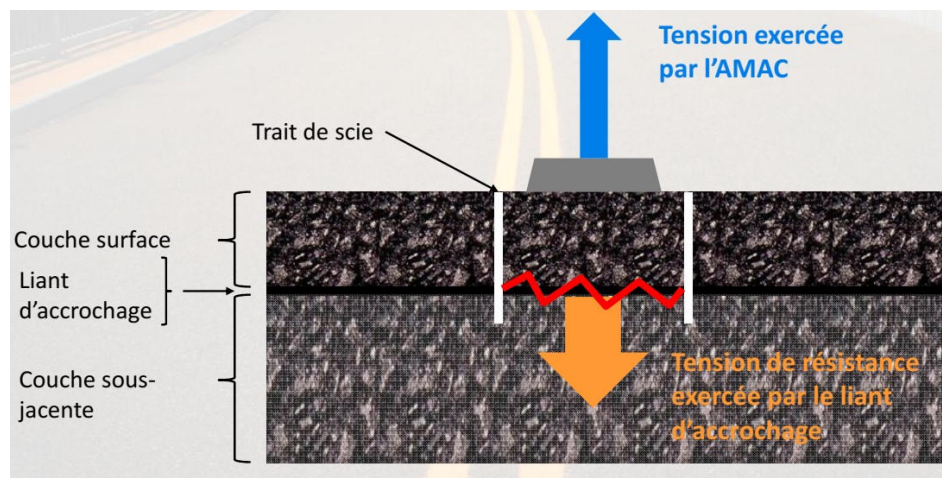


Figure I.24. Le principe de l'essai de traction in-situ l'AMAC [Stéphane,2011]

I.5.5.1.3. Essai de traction sur les échantillons entaillés :

1. Essai de la liaison d'interface (IBT) :

Comme l'essai de la traction de disque compacté DC (T) [ASTM D7313-07a,2008], l'IBT utilise l'approche de la mécanique de rupture qui consiste à utiliser l'échantillon entaillé et l'ouverture de fissure contrôlée de l'essai basé sur la mesure de déplacement d'ouverture CMOD- pour créer une propagation de fissure contrôlée (Figure I.25).

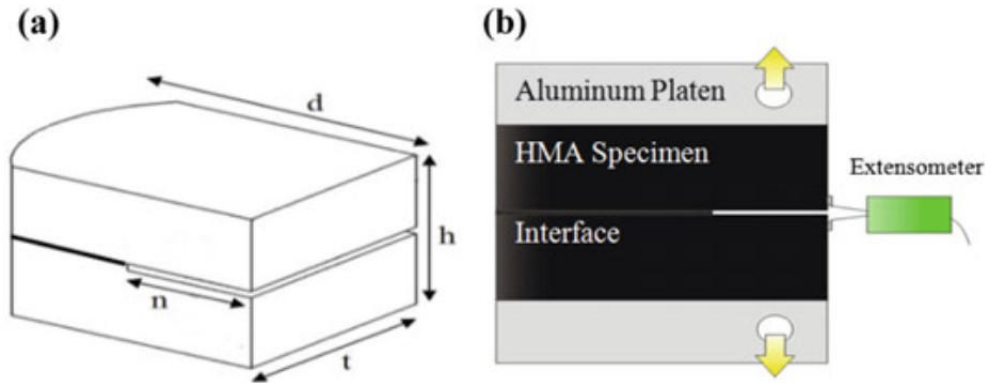


Figure 1.25. Le principe de l'essai IBT [Hakimzadeh et al.2012]

2. L'essai de fractionnement en coin (WST)

Initialement développée pour les essais de fissure [Linsbauer et Tshegg, 1986] [Brühwiler et Wittmann, 1990], la méthode de division en coin a été adaptée pour les matériaux de revêtement par Tshegg [Tshegg et al. 2012]. Le principe de cette méthode pour les échantillons bi-couches est montré dans la Figure I.28. Des formes d'échantillons différentes peuvent également être utilisées [Tshegg et al. 2011], (Figure I.26).

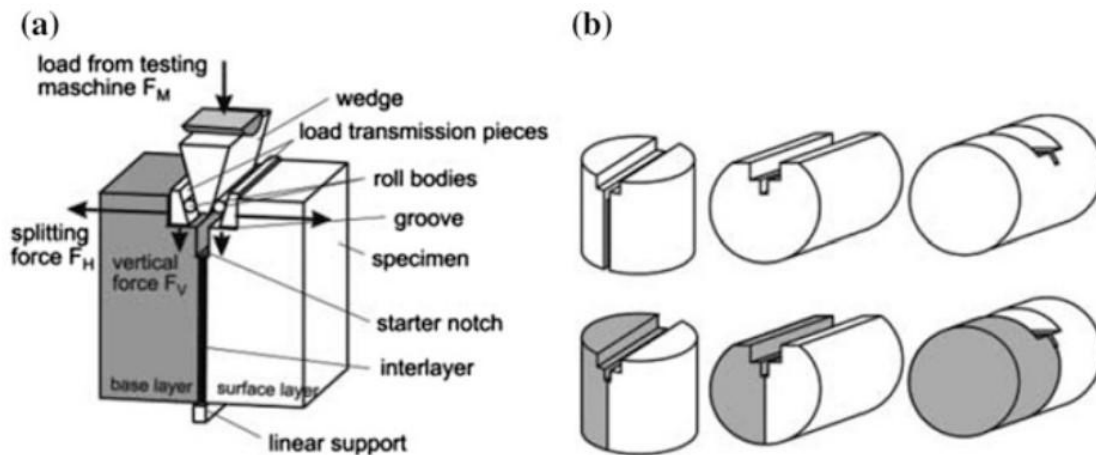


Figure 1.26. Essai de fractionnement en coin, le dispositif et les échantillons [Tshegg et al. 2012]

I.5.5.2. Mode II de cisaillement en plan

On peut représenter le mode II comme une contrainte de cisaillement agissant parallèlement au plan de la fissure et perpendiculairement au front de fissure (voir Figure I.27).

Le développement de dispositifs d'essai de cisaillement pour les chaussées bitumineuses était à l'origine dérivé d'essais de cisaillement en mécanique des sols à la fin des années 1970, Différents équipements tels que celui de Leutner en Allemagne [Leutner, 1979] ou des essais similaires aux Etats-Unis ont été développés pour les chaussées routières [Uzan et al. 1978].

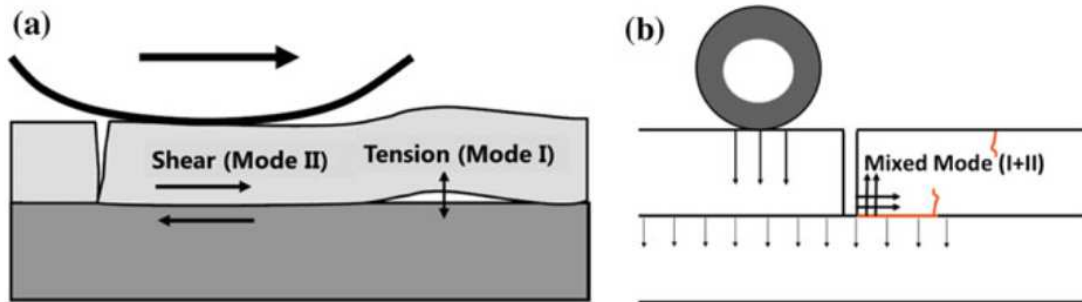


Figure I.27. Modes de séparation de l'interface de la chaussée **(a)** loin d'une fissure verticale [Raab et al, 2004] **(b)** au bord d'une fissure verticale [Chabot et al.2017]

I.5.5.2.1. L'essai de liaison par cisaillement (SBT) sans contrainte normale :

L'essai de cisaillement direct (SBT), [PR EN 12697-48. 2015] est présenté dans la figure I.28.

En général, le SBT est un essai de type guillotine où la force de cisaillement est induite directement d'un côté. [Raab et Partl 1999]

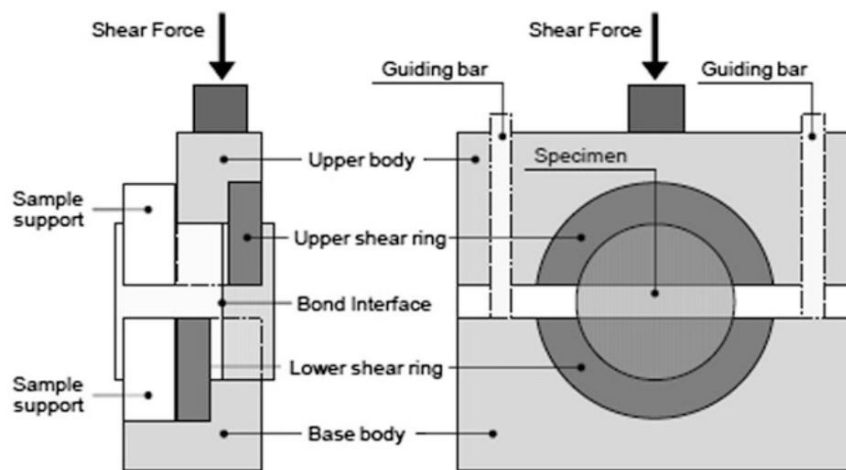


Figure I.28. Dispositif de traction directe (Leutner) [Partl et al. 2013]

Les dispositifs de test de cisaillement direct peuvent être divisés en dispositifs utilisant un système de serrage ou de montage pour maintenir l'éprouvette [Raab et Partl 1999], [Romanoschi et Metcalf, 2002], [Sholar et al. 2004], [West et al. 2005] et des dispositifs qui utilisent un mécanisme de flexion (essais de cisaillement à trois ou quatre points) pour appliquer le cisaillement [Mirò et al. 2003], [De Bondt, 1999] (Figure I.29). Cet essai s'appelle l'essai de la contrainte de cisaillement compressée (CSBT) dans la norme européenne (2 méthodes sont mentionnées dans la norme). En cas de l'échantillon à trois couches, comme dans l'essai de double cisaillement [Millien et al. 1996], la partie centrale est cisailée contre les deux parties extérieures. Pour le cisaillement simple, le mécanisme des différents dispositifs est similaire, différant principalement dans la façon dont les forces de cisaillement sont appliquées et

comment les deux parties de l'éprouvette sont déplacées l'une contre l'autre [Canestrari et al. 2005], [Sanders et al. 1999].

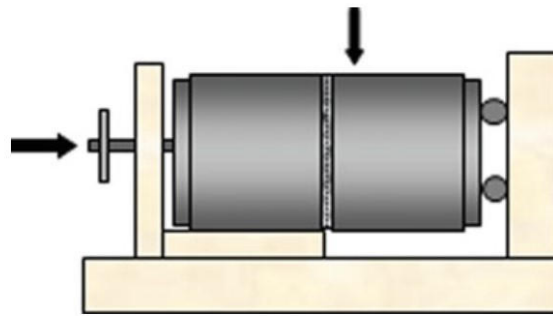


Figure I.29. L'essai de traction par effort normal [Raab, 2010]

1.5.5.2.2. L'essai de liaison par cisaillement (SBT) avec contrainte normale :

Mohammad et al. ont développé l'essai nommé cisaillement d'interface de Louisiana (LISST) composé de deux parties principales, un cisaillement et un effort normal (Figure I.30). [Mohamed et al. 2009], [Mohamed et al. 2002].

Alors que le support de réaction reste stationnaire, le support de cisaillement applique le chargement sur des éprouvettes cylindriques de 100 ou 150 mm de diamètre qui peuvent être placées dans les support et fixées avec des colliers. La charge de cisaillement est appliquée avec un vitesse constante de 2,54 mm / min ; l'application d'une charge normale est également possible. Le dispositif LISST a été développé pour la caractérisation de la résistance au cisaillement de l'interface des éprouvettes cylindriques en laboratoire.

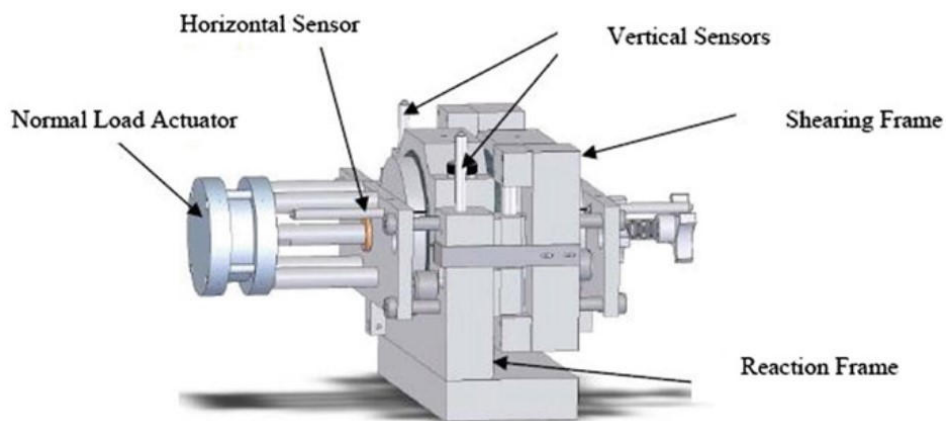


Figure I.30. L'essai de Louisiana de cisaillement [Mohamed et al. 2010]

I.5.5.3. Mode III Mode de cisaillement hors plan

L'essai de torsion est un autre moyen de déterminer la liaison entre les couches de revêtement [West et al. 2005], [Choi et al. 2005a], [West et al. 2005], [Zhaw, 1995].

En principe, il consiste en une plaque collée ou fixée à l'échantillon et une cellule appliquant le moment de torsion. Les appareils diffèrent principalement dans la manière dont les éprouvettes sont retenues (coller, gripper ou serrée) et dans la construction du cadre d'essai. (Figure I.31).

Les éprouvettes à tester en laboratoire sont des cylindres de diamètres compris entre 100 et 200 mm. L'essai de torsion offre une bonne possibilité pour les essais in situ.; différents dispositifs d'essai ont été développés par différents instituts et universités en Europe et en Amérique du Nord. [Kruncheva et al. 2005], [Abd El Halim et al. 1995].

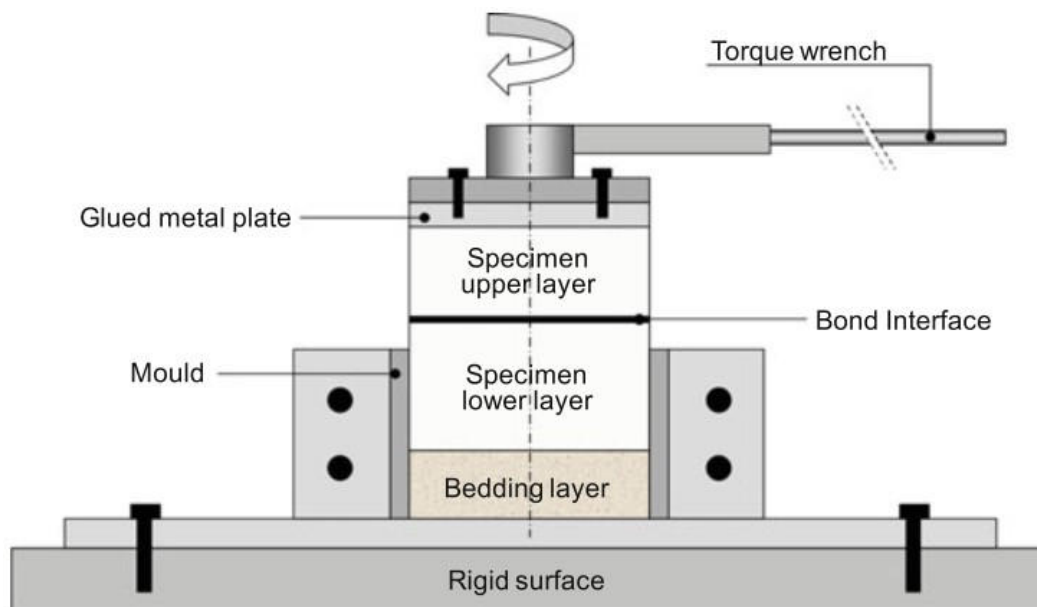


Figure I.31. L'essai de Torque bond [Partl et al. 2013]

I.5.5.4. Modes mixtes : Combinaison des modes I et II

I.5.5.4.1. Traction par flexion en 3 points

L'essai de flexion trois points (Figure 1.32) est une expérience classique en mécanique, utilisée pour mesurer le module de Young d'un matériau en forme de poutre. La poutre de longueur « L », repose sur deux supports de roulement et est soumise à une charge concentrée « P » au centre.

On peut montrer que la déflexion w_0 au centre de la poutre est :

$$w_0 = \frac{PL^3}{48EI} \quad (1)$$

où « E » est le module de Young. « I » le moment d'inertie définie par :

$$I = \frac{a^3 b}{12} \quad (2)$$

où « a » est la profondeur de la poutre et b la largeur de la poutre. En mesurant la flexion « w_0 » et la force appliquée « P », et connaissant la géométrie de la poutre, il est possible de calculer le module de Young du matériau.

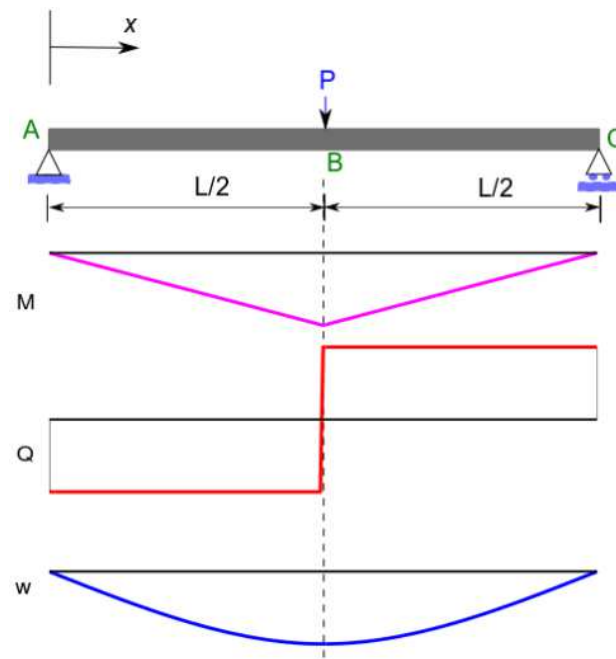


Figure I.32. Les courbes des moment effort tranchant et flexion de l'essai 3 points

L'essai de flexion en trois points sur des échantillons composites béton-béton bitumineux fournit des données expérimentales pour valider le modèle de fissure [Tran et al. 2006], [Tran et al. 2007]. Ensuite, un outil numérique a été exploité pour évaluer les fissures et la durabilité de l'interface [Tran et al. 2008a], [Tran et al. 2008b]. Concernant le matériau de recouvrement, les paramètres analysés sont le retrait, le module d'Young et la résistance à la traction. Il peut être modifié de manière significative notamment par un renforcement de fibres. [Tran et al. 2011], [Turatsinze et al. 2007].

Basé sur le concept de la fissure lié à la chétivité, un modèle a été construit et validé par la comparaison avec des données expérimentales dans des essais de flexion statique à trois points sur des éprouvettes multicouches. Les prédictions numériques montrent que le modèle proposé est efficace pour prédire le comportement à la fissuration et à la délamination interfaciale. Cela permet aussi d'étudier l'influence des principaux paramètres sur la durabilité de ces composites. Les résultats suivants peuvent être tirés [Chabot et al. 2017] :

- Le retrait influence de manière significative la durabilité des couches à base de ciment. Les matériaux de recouvrement présentant un retrait faible devraient être plus durables. Le décollement de l'interface peut être limité en contrôlant la diffusion de l'humidité.
- Le renforcement par des fibres apparaît comme une solution pour améliorer la durabilité des couches minces collées à base de ciment. Il retarde l'ouverture et la propagation des fissures. Parmi les fibres couramment utilisées, celles à haute adhérence sont les plus efficaces.
- Les matériaux de recouvrement à faible rigidité et à haute résistance à la traction contribuent à la durabilité des systèmes de réparation à liant mince.

1.5.5.4.2. Traction par flexion en 4 points

Afin d'étudier la caractérisation de l'initiation et de la propagation de fissures à l'interface entre les couches des chaussées composites ; un essai de flexion en quatre points sur des structures à deux couches est adapté à la chaussée [Hun, 2012], [Hun et al. 2012]. L'essai est contrôlé en déplacement par un LVDT (capteur de déplacement) situé sur la partie supérieure centrale de l'échantillon (Figure I.33a). Pour favoriser et analyser les mécanismes de fissure en un seul bord, la géométrie de l'échantillon composite est choisie non symétrique (Figure I.33b).

Les résultats expérimentaux et analytiques ont été comparés sur des matériaux bi-couche Aluminium/PVC et des échantillons routiers [Hun, 2012], [Chabot et al., 2017]. Pour les échantillons blancs ultra-minces (UTW) [Cole et al. 1998], la couche de béton de ciment est coulée directement sur la couche bitumineuse préfabriquée.

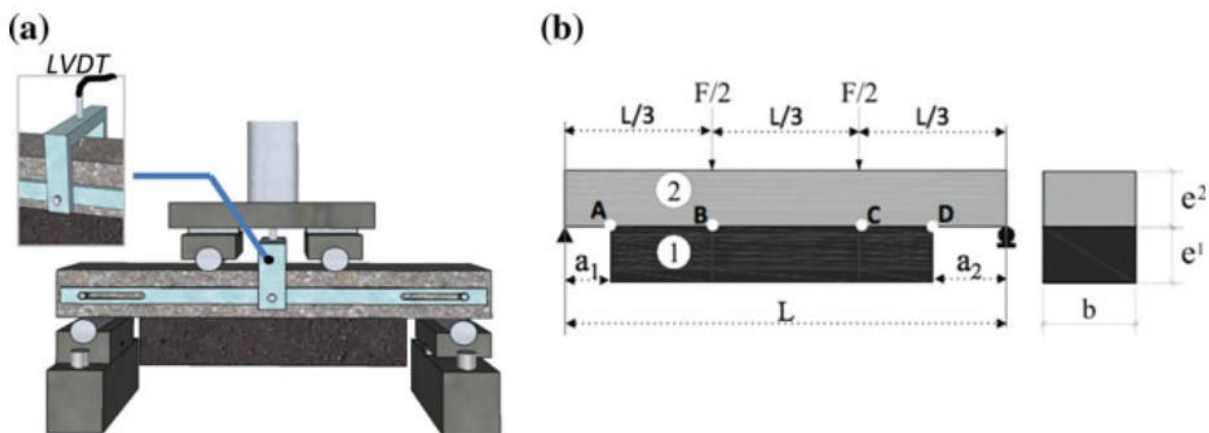


Figure I.33. Dispositif de l'essai de flexion à 4 points [Hun, 2012]

Appliquées à l'essai de flexion 4 points sous les hypothèses de déformation plane, les solutions semi-analytiques M4-5n calculées dans le logiciel Scilab sont obtenues très rapidement. Cette modélisation permet de réaliser plusieurs études paramétriques pour la conception de l'éprouvette, [Hun et al. 2012].

Ces calculs quasi-analytiques obtenus par une spécifique modélisation élastique sont validés par les résultats expérimentaux. [Hun, 2012], [Chabot et al. 2013a], [Chabot et al. 2013b].

Pour étudier les effets de l'eau tels qu'ils ont été observés sur les routes réelles [Vandenbossche et al. 2011], des échantillons ont été immergés dans un aquarium spécifique construit pour l'essai. Les premiers résultats montrent que l'eau favorise le phénomène de décollement à l'interface [Hun, 2012], [Chabot et al. 2017], [Chabot et al. 2016].

Le taux de libération de l'énergie de déformation est fourni par la modélisation [Chabot et al. 2017], [Caron et al. 2006] et comparé à quelques résultats des essais et de la littérature. Pour les conditions d'essai de flexion, les expressions analytiques de taux d'énergie de déformation sont données par l'équation suivantes :

$$G_{VWCT}(a) = G_I(a) + G_{II}(a) \text{ with } \begin{cases} G_I(a) = \frac{1}{2b} \cdot \frac{13(e^1 E^2 + e^2 E^1)}{35E^1 E^2} (v^{1,2}(a))^2 \\ G_{II}(a) = \frac{1}{2b} \cdot \frac{4e^1(1+v^1)E^2 + e^2(1+v^2)E^1}{15E^1 E^2} (\tau^{1,2}(a))^2 \\ - \frac{1}{2b} \cdot \left(\frac{(1+v^1)}{5E^1} Q_1^1(a) + \frac{(1+v^2)}{5E^2} Q_1^2(a) \right) \cdot \tau^{1,2}(a) \end{cases}$$

Des techniques de corrélation d'images numériques liées à TG3 ont été réalisées pour améliorer la détermination de la longueur du délaminage et du champ de déplacement. Les taux de libération d'énergie du M4-5n ont été validés et comparé avec succès à l'approche de Dundurs [Dundurs et al. 2017].

1.5.5.4.3. Essai de fissuration de l'interface des échantillons composites (CSIC)

Un essai de fissuration mécanique, appelé test de fissuration de l'interface d'échantillon composite (CSIC), est développé à l'Université de Florida pour évaluer l'effet de l'interface sur les performances de fissuration [Chen, 2011]. L'échantillon de l'essai se compose de deux couches asymétriques préparées séparément ; chaque échantillon est composé de deux couches collées par une couche d'accrochage (échantillon composites). La géométrie de l'éprouvette et la configuration de chargement sont illustrées à la Figure I.34.

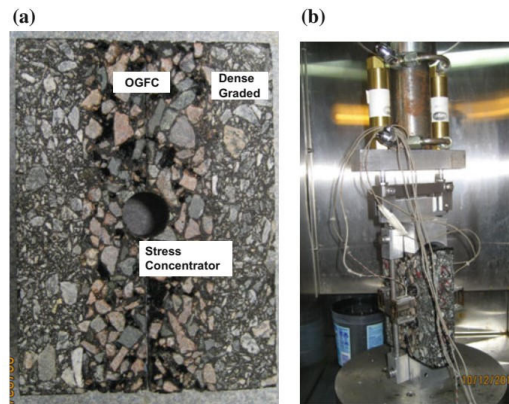


Figure I.34. (a) échantillon composite (b) Dispositif de l'essai [Chen, 2011]

Cet essai mécanistique est conçu pour initier et propager une fissure à partir d'une couche de matériau à travers l'interface jusqu'aux autres couches de matériau en utilisant les échantillons préparés à partir de l'essai giratoire ou les échantillons prélevés par carottage. Le système développé implique un chargement de traction cyclique (réduction en rigidité), [Chen et al. 2011], [Jones, 1980].

I.6. Systèmes de mesure avancés pour la caractérisation des fissures

I.6.1. Tomographie par rayons X (CT) avec système d'essai de traction / compression avec contrôle de température

Le système de tomographie (CT), (Figure I.35) est utilisé pour caractériser la microstructure tridimensionnelle des matériaux, ainsi que les dommages internes et l'évolution de la fissure des échantillons de mélange bitumineux sous chargements statique et cyclique. [Wang, 2010], [Ketcham et Carlson, 2001].

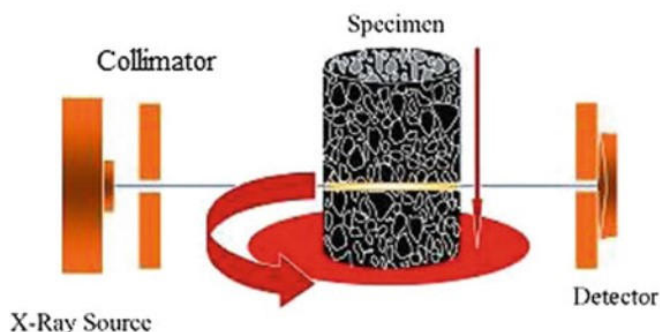


Figure I.35. Mécanisme général de l’X-ray tomography scanning

I.6.2. Système de stéréovision à haute vitesse (HS-SVS) pour mesurer les déplacements et les déformations pendant les essais de laboratoire

Les outils d'analyse numérique basés sur l'image deviennent de plus en plus populaires parmi les chercheurs dans les domaines de l'ingénierie des chaussées. Des techniques de flux optique (également appelées méthode de corrélation d'image) ont été utilisées pour mesurer le développement de déformation lors de l'essai. Dans cette méthode, les images numériques des échantillons sont capturées pendant les essais et les analyses des images sont effectuées à l'aide de techniques de flux optique pour définir la distribution des déformations dans les échantillons. La mesure de la déformation basée sur l'image fournit beaucoup plus d'informations que ce que l'on peut obtenir par l'extensomètre ou par un LVDT attaché à l'échantillon. Un système de stéréovision qui comprend deux appareils photo numériques à grande vitesse (400 images par seconde) qui capturent des images simultanées des échantillons testés. Le système est capable de fournir une distribution de déformation tridimensionnelle (3D) (déformations dans les

directions x , y et z) ainsi que le changement temporel de la déformation (vitesse de déformation ou vitesse de fissuration). [Kutay et al. 2011], [Gautama et Van Hulle, 2002].

I.6.3. Mesure de champ mécanique à l'aide de techniques de champ plein optique

Avec le temps, les méthodes optiques trouvent de plus en plus d'applications dans la caractérisation mécanique des matériaux et des structures. Associées aux techniques de champs complets, les méthodes optiques peuvent être facilement corrélées aux approches énergétiques telles que les intégrales invariantes. Aujourd'hui, plusieurs méthodes sont développées pour mesurer les différents domaines mécaniques. Ces méthodes comprennent l'interférométrie et le moiré pour mesurer principalement le déplacement hors plan [Post, 1993], la photoélasticité pour évaluer la contrainte principale [Wells et Post, 1958], et plus récemment les techniques de DIC [Sutton et al. 1983], [Sutton et al. 1986]. et de poursuite de marque [Bretagne et al. 2005]. Pour mesurer le déplacement et le champ de déformation dans le plan. En utilisant le DIC [Orteu, 2009], il est possible d'obtenir la troisième composante des champs de déplacement. Initialement développés pour caractériser les matériaux "classiques" tels que l'acier, l'aluminium, les polymères ou les composites ; ces méthodes ont ensuite été adaptées aux matériaux utilisés en génie civil (par exemple béton, bitume, béton bitumineux ...). Parmi les méthodes optiques, le DIC et la méthode de suivi des marques semblent être les meilleurs moyens de caractériser le comportement mécanique dans le cas des matériaux bitumineux. Une autre particularité des techniques de champs optiques pleins est la possibilité de coupler celle-ci avec l'approche numérique telle que la méthode des éléments finis (FEM) [Henshell et Shaw 1975], [Réthoré et al. 2008]. En utilisant les méthodes optiques, la zone d'intérêt (ZOI) peut être discrétisée soit par les sous-ensembles similaires aux éléments finis du maillage avec le DIC ou par les repères similaires aux nœuds maillés par éléments finis.

I.6.4. Caractérisation des comportements d'interface à l'aide des techniques DIC

Béton bitumineux et béton de ciment sont des matériaux hétérogènes, dans lesquels, dans le cas d'un échantillon bi-couche, le comportement de liaison interfaciale est compliqué et la caractérisation des paramètres de liaison interfaciale devient difficile. Comme mentionné précédemment, un test de flexion en quatre points (4 PB) est adapté pendant le doctorat de Hun afin d'étudier les caractéristiques de l'interface asphalte en béton en laboratoire [Hun, 2012]. Cet essai permet de générer une défaillance d'interface en mode mixte (mode I et II) [Chabot et al. 2013]. Les techniques DIC sont utilisées pour approfondir la connaissance des mécanismes de décollement des échantillons testés à l'air et au bain-marie.

Il fournit également des données pour comparer les valeurs de Dunder avec celles de M4-5n [Chabot et al. 2017].

Afin de favoriser le délaminage à l'interface des matériaux bicouches, la géométrie de l'éprouvette bicouche est optimisée. En utilisant un modèle spécifique appelé Modèle élastique

multi-particules de matériaux multicouches (M4-5n), une géométrie non symétrique est définie [Hun, 2012].

I.6.5. Un système de mesure de contrainte optique pour les mélanges du béton bitumineux

La connaissance des conditions régissant l'initiation et la propagation des fissures dans les mélanges de béton bitumineux à chaud (HMA) est une condition préalable à une compréhension complète des mécanismes de fissure de HMA. Les capteurs traditionnels de mesure de déformation ne sont pas tout à fait adéquats, car ils ne fournissent pas de mesures ponctuelles, ne permettent pas de localiser la fissuration et ne tiennent pas compte des distributions de déformations non uniformes. Le système DIC pour les mesures sans contact et à pleine charge, conçu dans le but d'étudier le comportement à la fissuration des mélanges HMA. L'ensemble du système a été développé pour tenir compte de la nature particulière des configurations typiques de l'essai HMA. [Chu et al. 1985], [Abanto-Bueno et Lambros, 2002].

Une technique de correspondance d'image (Least Squares Matching) a été utilisée pour fournir des correspondances avec une très grande précision. La performance de la méthode a été étudiée par plusieurs tests. Il a été démontré que le système DIC permettait de surmonter les lacunes des dispositifs de mesure de déformation traditionnels atteignant une précision satisfaisante par rapport aux jauges de contrainte. [Birgisson et al. 2006], [Birgisson et al. 2008]. (Figure I.36).

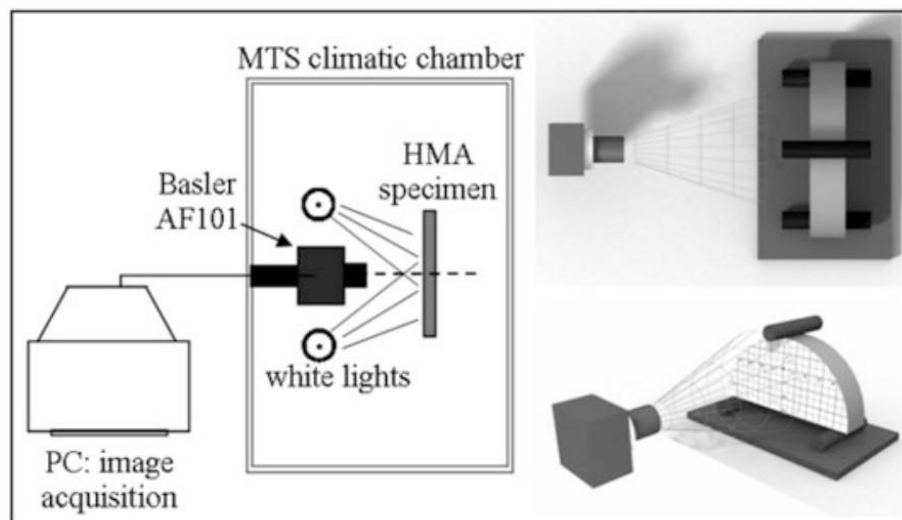


Figure I.36. Le mécanisme expérimental de l'essai [Birgisson et al. 2008].

I.6.6. Le dispositif Colibri

Un choc appliqué à une structure de route génère différents phénomènes physiques en fonction de la caractéristique du choc (fréquence, intensité). Lorsqu'un déflectomètre à masse tombante (FWD) applique la charge, la déflexion de surface statique de la chaussée est mesurée. Lorsque la méthode d'écho d'impact est appliquée, les ondes de compression se propagent à travers la

structure et la réponse de surface est mesurée à une fréquence plus élevée. Avec une sollicitation intermédiaire, la réponse vibratoire sur la route peut être mesurée et la fonction de réponse en fréquence (FRF) peut être évaluée [Ewins. 2000]. Cette fonction est sensible à la présence de dommages internes tels que des vides ou des fissures. La bande de fréquence sensible dépend de la structure étudiée ainsi que du type et de la localisation des dommages. Pour interpréter les résultats, il est nécessaire de les normaliser en utilisant une fonction de référence. Un processus statistique est généralement utilisé pour définir cette fonction de référence, qui est représentative de la structure saine. L'appareil Colibri a appliqué la méthode pour détecter et localiser les défauts sur les sites. (Figure I.37). [Simonin et al. 2009], [Fauchard et al. 2003].

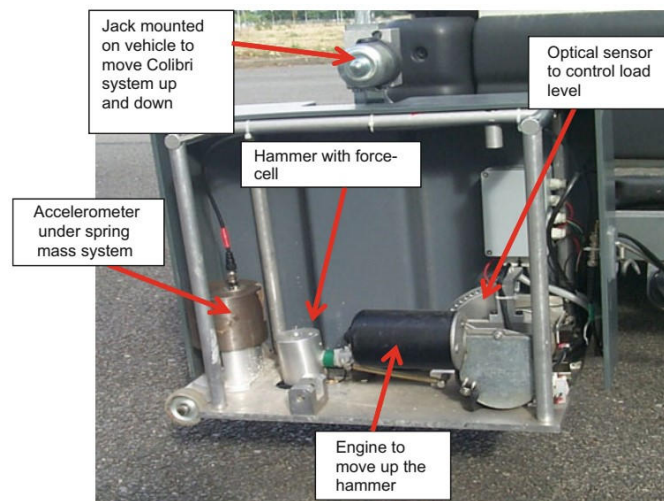


Figure I.37. L'appareil de Colibri [Simonin et al. 2009]

I.6.7. Dispositifs de déflexion

Cette section présente un ensemble de méthodes de diagnostic pour les chaussées flexibles basées sur les mesures de déflexions de surface. Ces méthodes (déflectomètre à masse tombante et appareil à rouler) permettent d'analyser la capacité portante de la structure de la chaussée ou d'évaluer les défauts structurels tels que les fissures ou les délaminages. [Duhamel et al. 2005].

La mesure de la déformation est une méthode non destructive pour estimer les propriétés des matériaux de revêtement. Elle peut être utilisée pour calculer un indice structurel de la capacité portante.

Cet index est intégré au système de gestion des chaussées. Au niveau du projet, la mesure de la flèche peut également être utilisée pour prédire la durée de vie résiduelle de la chaussée et pour évaluer le besoin de renforcement ou de réhabilitation.

Le déflectomètre est également sensible aux dommages intérieurs tels que les fissures ou le délaminage. La variation du déflectomètre peut être utile pour détecter et étudier l'évolution des dommages lors des expériences in situ. [Elayadi, 2010], [Simonin et al. 2009].

I.6.8. Le système de Radar

Au cours des dernières années, les systèmes radar sont apparus comme une technique puissante de contrôle non destructif présentant plusieurs avantages majeurs, tels qu'un taux d'acquisition élevé, une surveillance globale par des mesures quasi-continues et la production d'une cartographie du sous-sol. Les systèmes radar tirent partie de la capacité de pénétration des ondes électromagnétiques (EM) pour visualiser les contrastes diélectriques dans la sous-surface. [Chew, 1990], [Dérobert, 2004].

Un système radar (Figure I.38) consiste en un générateur qui génère des ondes électromagnétiques vers les couches étudiées et un récepteur qui reçoit la partie réfléchi, via une ou plusieurs antennes placées au-dessus (antennes-cornes) ou juste (antennes dipolaires) à la surface de la route. La structure verticale de la chaussée peut alors être déduite des données radar au moyen de la détection d'écho et de l'estimation de l'amplitude. Les systèmes radar conventionnels (radar de pénétration au sol GPR) émettent des ondes pulsées EM. La limite réelle de GPR est la résolution de l'épaisseur mesurée qui dépend de la permittivité du milieu et de la fréquence centrale de l'antenne utilisée, actuellement limitée à 2,5 GHz. Une technologie alternative appelée radar à fréquence variable (SFR) pourrait émettre une longueur d'onde plus courte et permettre une détermination de l'épaisseur plus fine. [Le Bastard et al. 2007], [Spangnolini, 2007], [Fauchard et al. 2006].

Ce système utilisait un analyseur de réseau vectoriel (VNA) qui émettait des ondes monochromatiques dans une large bande [c'est-à-dire, 1,4-15 GHz], correspondant à la bande passante d'antennes spécifiques en tant qu'antennes à fente conique exponentielle (ETSA). Ainsi, la fréquence centrale équivalente, après IFFT, augmente (environ 7,5 GHz) et la résolution du système est améliorée. L'analyse de la variation d'amplitude permet de localiser les variations d'interface qui représentent la fissure horizontale ou la zone décollée. En théorie, les signaux doivent être perturbés par une fissure verticale.

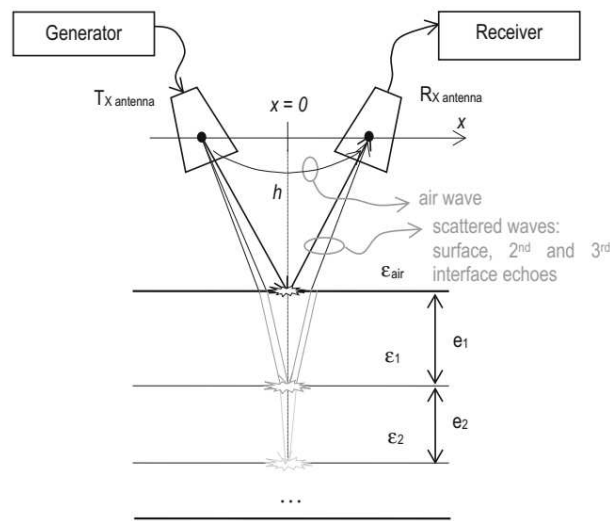


Figure I.38. Configuration du radar (mode mono-statique $x=0$, mode bi-statique $x>0$)

I.6.9. Évaluation du comportement du liant bitumineux à basse température et du mélange à l'aide de la technique d'émission acoustique

Ces dernières années, la technique des émissions acoustiques (AE) est devenue de plus en plus populaire, en particulier pour l'évaluation in situ du comportement des matériaux, l'évaluation de l'état des structures et la détection d'initiation des fissures. Dans l'étude de Behnia et al., Dave et al. et Apeagyei et al. l'approche AE a été utilisée avec succès pour caractériser rapidement et avec précision la température de fragilisation des matériaux bitumineux (Figure I.39). Cette dernière est définie ici comme le seuil de température où des événements acoustiques liés à la rupture sont émis par un échantillon de mélange bitumineux soumis à un refroidissement thermique. La température de fragilisation semble être fortement liée à la température à laquelle les fissures induites par la chaleur apparaissent dans une chaussée avec une surface en béton bitumineux. [Behnia et al. 2011], [Behnia et al. 2010], [Dave et al. 2011], [Apeagyei et al. 2009].

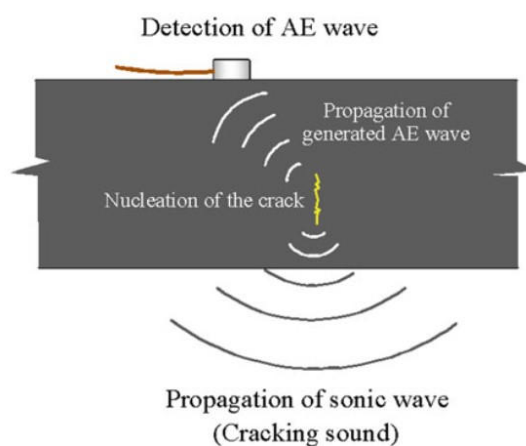


Figure I.39. Propagation des ondes nucléaires [Behnia et al. 2011]

I.6.10. Aperçu sur l'utilisation des NDT sismiques passifs et actifs dans les chaussées en béton bitumineux

I.6.10.1. Objectif

Les essais non destructifs (NDT) sont définis comme la méthode technique utilisée pour examiner les structures, les matériaux ou les composants de manière à ne pas influencer sur leur comportement. En génie civil, le NDT est un outil important pour le diagnostic structurel (en service, essais non destructifs in-situ) et la caractérisation des matériaux (essais non destructifs en laboratoire).

Récemment, un rapport de NCHRP (National Cooperative Highway Research Program –USA-) a mentionné un certain nombre de techniques de contrôle non destructif qui ont été considérablement améliorées. Certaines de ces techniques sont conçues pour le contrôle de la qualité et l'acceptation de la construction de chaussées flexibles : radar à pénétration de sol,

défectomètre à masse tombante, pénétromètres et technologies infrarouges et sismiques. Les principaux avantages des méthodes de NDT sont leur économie et leur efficacité. Les techniques de NDT sismiques, basées sur la propagation des ondes de contrainte, sont des méthodes intéressantes pour l'évaluation structurelle de la caractérisation des revêtements et des matériaux bitumineux. Ces techniques peuvent être divisées en deux approches, l'approche passive et l'approche active.

- Dans les techniques NDT passives, les signaux émanent du matériau en utilisant des champs physiques appropriés reflétant l'énergie interne du matériau inspecté. Dans ce contexte, la méthode d'émission acoustique (AE) devrait être considérée comme une technique non destructive « passive », car elle identifie généralement les défauts uniquement pendant qu'ils se développent durant l'essai (chargement mécanique, physique et chimique).
- Les techniques actives sont celles dans lesquelles un matériau est interrogé par la création d'un champ physique "forcé" avec une orientation spécifiée. Le contenu du signal du support d'interrogation est modifié par interaction avec le matériel. Dans les essais non destructifs sismiques, le potentiel des techniques actives (méthodes soniques / ultrasoniques) dans les applications de chaussées a été clairement démontré dans la revue de la littérature. Ces techniques sont basées sur la propagation de trois types d'ondes : les ondes de corps (BW) ; Ondes de surface (SW) et Ondes structurelles.

I.6.10.2. Méthode sismique passive NDT (AE)

La fissuration des chaussées en béton bitumineux en raison des basses températures ou des cycles de température peut se produire dans des structures construites dans des climats froids. La fissuration résultant des températures froides est généralement appelée fissuration à basse température ; La fissuration résultant du cycle thermique est généralement appelée fissuration thermique par fatigue. Certaines études sur l'application de la méthode AE pour surveiller la fissuration à froid des mélanges bitumineux sont présentées dans les paragraphes suivants.

- Fragilisation : Kim et al. a utilisé la technique AE pour analyser le mécanisme d'endommagement du béton bitumineux à basse température (-25 ° C). Les résultats de l'AE ont confirmé l'apparition de dommages localisés résultant du refroidissement seul. Hesp et al. ont montré que les températures auxquelles commence l'émission acoustique sont de meilleurs critères de défaillance à basse température que la température à laquelle la contrainte maximale est atteinte. [Kim et al. 1997], [Hesp et al. 2010].
- Fatigue thermique : Valkering et Jongeneel ont utilisé la technique AE pour surveiller les essais cycliques de température avec des échantillons de béton bitumineux retenus à basse température (10 à -40 ° C) [Valkering, C. P. and Jongeneel, D. J. 1991]. Ils ont observé que la répétabilité des mesures des effets indésirables est bonne, que l'activité AE (nombre d'événements) est en corrélation avec les températures de fracture thermique et que l'activité AE des échantillons restreints à basse température est provoquée par le défaut dans le liant. Dans l'étude rapportée par Sinha, des événements d'émission acoustique ont été détectés dans des

échantillons de mélange de béton bitumineux non restreints exposés à des cycles thermiques à basse température. Cela indique qu'il se produit une micro-fissuration, probablement due à une différence significative des coefficients de contraction thermique des agrégats et des liants, ce qui peut expliquer la réduction de la rigidité avec le temps de stockage. Une autre explication est fournie par la variabilité inhérente aux échantillons de mélange de béton bitumineux, qui peut nécessiter de tester un plus grand nombre d'échantillons pour obtenir des résultats statistiquement significatifs. [Sinha. 1998]

I.6.10.3. Méthode sismique active NDT

Plusieurs essais de laboratoire sont rapportés dans la littérature dans le but d'étudier la sensibilité des mesures sismiques aux propriétés de béton bitumineux ; on peut les partager en trois catégories :

I.6.10.3.1. Paramètre de mélange

Les paramètres étudiés étaient la gradation de la viscosité de bitume, les vides dans le mélange total et la température. Les essais de laboratoire ont été effectués à l'aide d'un V-Meter, et le module sismique a été calculé en considérant la théorie de la propagation des ondes en matériau élastique. Par conséquent, le rapport donne un certain nombre de commentaires et de conclusions sur l'effet des paramètres du mélange sur le module sismique. Des résultats similaires ont été rapportés sur des carottes de mélanges bitumineux et d'échantillons préparés en laboratoire. Jiang et al. [Jiang et al.,2004] ont étudié trois techniques de traitement du signal (transformée de Fourier, transformée de Fourier de courte durée et transformée en ondelettes) utilisées pour analyser l'atténuation des ondes et le contenu fréquentiel afin de développer un indice de condition adapté aux mélanges HMA. Biligiri et Kaloush [Biligiri et Kaloush,2009] ont adopté la méthode de l'essai UPV pour évaluer les propriétés de mouillage des matériaux de revêtement. La détection de la ségrégation des agrégats dans le béton bitumineux est également possible en combinant l'analyse de la vitesse de la phase et de l'atténuation de l'amplitude des ondes de surface ultrasonores de Rayleigh.

I.6.10.3.2. Fissuration et délamination

Underwood et Kim ont utilisé des méthodes à ondes de surface et à ultrasons pour mesurer la profondeur des fissures dans les couches bitumineuses. Pour générer des ondes de surface, trois méthodes d'impact ont été développées et testées. Les méthodes d'essai donnent des résultats encourageants pour l'analyse des fissures. Khazanovich et al. [Khazanovich et al.,2005] ont présenté les résultats d'une étude explicative visant à examiner l'applicabilité de la technologie ultrasonore pour l'évaluation des fissures et des joints longitudinaux dans les chaussées souples. Les auteurs ont utilisé une technique ultrasonore à auto-compensation, qui implique des mesures simultanées de la propagation des ondes à travers des parties fissurées et non fissurées de la structure. Les mesures en laboratoire ont été effectuées sur quatre faisceaux de courant alternatif. Une forte corrélation a été observée entre la profondeur de la fissure et la réduction de la vitesse de l'onde.

Jiang et al. ont fait des essais en laboratoire dans le but d'examiner l'utilité d'utiliser un paramètre d'atténuation d'ondes (coefficient de transmission) pour évaluer l'état des joints entre deux surfaces de revêtement en béton bitumineux. [Jiang et al.,2004]

1.6.10.3.3. Module complexe, module à haute fréquence :

Certaines études expérimentales en laboratoire ont été décrites dans la littérature et démontrent l'utilisation potentielle des techniques de propagation des ondes de contrainte pour les mesures du module complexe. Ces techniques sont la méthode par écho impulsif, l'essai de résonance libre, l'analyse spectrale de l'onde de surface et l'analyse multicanal des ondes de surface, la technique de propagation des ondes de flexion et les techniques de propagation longitudinale par ultrasons. La température d'essai varie de -19 à 42 ° C, tandis que les températures sélectionnées sont restées assez limitées. Des structures, des surfaces et des ondes P ont été utilisées, mais il convient de noter que les hypothèses de propagation de la vitesse de groupe et des ondes élastiques sont les plus fréquemment utilisées lors de la mesure de $|E^*|$. L'approche viscoélastique est utilisée moins fréquemment et nécessite une combinaison avec un modèle rhéologique pour identifier les paramètres visqueux, tels que l'angle de phase ou l'atténuation visqueuse.

1.6.10.3.4. Rupture due à la fatigue

La propagation des ondes ultrasonores peut être utilisée pour surveiller les fissures dues à la fatigue du matériau bitumineux soumis à une charge mécanique. Ainsi, Arnaud et Houel [Arnaud et Houel,2007] ont combiné des mesures de la vitesse de l'onde P et du coefficient d'amortissement pour calculer le module complexe à chaque instant pendant l'essai de fatigue sur des échantillons cylindriques. Tigdemir et al. [Tigdemir et al.,2004] ont présenté une étude sur les possibilités d'appliquer des méthodes ultrasonores dans les essais sur des échantillons de béton bitumineux afin d'estimer la durée de vie en fatigue. La méthode par ultrasons a d'abord été utilisée pour obtenir les caractéristiques sismiques des échantillons. Ensuite, les éprouvettes ont été testées pour déterminer leur durée de vie en utilisant l'essai de traction indirecte cyclique.

1.6.10.3.5. Rupture due à l'humidité

Birgisson et al. ont montré que la faible déformation du module d'Young obtenue avec l'essai de vitesse à ondes ultrasonores semble être sensible aux changements d'intégrité des mélanges bitumineux à chaud dus au conditionnement de l'humidité, y compris les effets de l'eau interstitielle et des niveaux de saturation et le type d'agrégat sur le comportement du mélange. [Birgisson et al.,2003].

Barnes et Trottier ont testé la faisabilité dans des échantillons de béton bitumineux conditionnés en laboratoire pour déterminer la variation du module sismique en fonction de la profondeur en tant qu'indicateur potentiel des ruptures causées par le béton bitumineux, compte tenu de la teneur en vides et du conditionnement de l'humidité. La méthode des ondes de surface semble offrir une bonne sensibilité dans la détection des effets des ruptures dus au décapage pour les échantillons à faible teneur en vides d'air (2%). [Barnes et Trottier, 2010].

I.7. Limitation des approches empiriques de dimensionnement dans la prise en compte de fissuration

Des méthodes numériques étaient nécessaires dans la conception des chaussées au cours du dernier siècle ; les capacités des méthodes expérimentales et de la modélisation étant limitées avant l'avènement des ordinateurs modernes et capteurs modernes, appareil sophistiqué et méthodes de modélisation numérique. On cite ci-dessous quelques exemples d'approches empiriques et leurs limitations :

Pénétrabilité à l'aiguille : la pénétration de l'aiguille [NF EN 1426, 2018]. dans le liant bitumineux constitue une mesure simple de la consistance du liant bitumineux, mais l'extension des résultats des essais au-delà de la valeur de l'indice de pénétrabilité a été entravée par la difficulté d'évaluer la contrainte et déformation réelles présentes dans l'essai.

Nombre structurel et coefficient de couche : la méthode de dimensionnement de la chaussée résultant de l'essai routier AASHO à la fin des années 1950 à Ottawa, Illinois, États-Unis sur le dimensionnement de corps de chaussées, est basée sur un coefficient empirique de la couche multiplié par l'épaisseur et un coefficient de drainage pour chaque couche de chaussée [AASHTO, 1993]. La version la plus récente du guide a été publiée en 1998, mais cette version était largement basée sur la version de 1993 du guide de conception.

Parce que l'approche ne tient pas compte des contraintes, déformations et déflexion dans le système de chaussée, et parce que les fonctions de transfert empiriques sont utilisées au lieu des modèle physique et mécanique de la rupture, les résultats de la méthode de dimensionnement sont très approximatifs. De plus, la plupart des méthodes nécessitent l'extrapolation des résultats de la chaussée d'essai d'Ottawa, Illinois en tenant compte des différents paramètres du sol, du climat et des types de chargement.

En France, une méthode de dimensionnement mécanique-empirique (ME) a été utilisée pour la conception des chaussées depuis 1980, et a été publiée en tant que guide de dimensionnement officiel en 1994 [SETRA-LCPC, 1997], [Corte et Goux, 1996]. Une méthode très similaire a également été publiée récemment pour les chaussées d'aérodrome [STAC, 2016]. Cette méthode, similaire à d'autres méthodes de dimensionnement utilisées en Europe, est basée sur les principes suivants :

- Calcul de la réaction au chargement de la chaussée à l'aide du modèle multicouche Burmister élastique linéaire [IFSTAAR, 2017] (logiciel de conception de chaussées ALIZE-LCPC), [Burmister, 1943].
- Application de 3 critères de décollement principaux en fonction du type de revêtement à concevoir :
 - Pour les matériaux bitumineux : critère de fatigue basé sur la déformation de traction maximale ϵ_t au bas des couches bitumineuses.

- Pour les matériaux traités au ciment : critère de fatigue basé sur le maximum de contrainte de traction σ_t au bas des couches traitées au ciment.
- Pour les matériaux granulaires et les plateformes non liées, un critère de l'ornièrage basé sur la déformation verticale maximale ε_{zz} en haut des couches granulaires non liées, ou de la plate-forme.

Cette méthode peut également être utilisée pour la dimensionnement des couches de renforcement des chaussées existantes, mises en place récemment en France [CEREMA-IDRRIM, 2016]. Mais cette méthode présente une certaine limitation tel que :

- Un nombre relativement limité de mécanismes de dégradation est considéré (fatigue, déformation permanente).
- Les autres modes de dégradation importants tels que le décollement partiel des couches ou la fissuration réfléchissante et la fissuration thermique ne sont pas pris en compte. Les calculs peuvent n'être effectués que pour des interfaces entièrement liées ou glissantes.

Ces limitations sont particulièrement importantes dans le cadre de l'estimation de la durée de vie des chaussées existantes ou dans le dimensionnement des couches de renforcement ; à savoir, les fissures existantes et les interfaces décollées ne peuvent pas être considérées dans la méthode de dimensionnement. Pour les couches de chaussée existantes fissurées, les méthodes empiriques utilisent une valeur réduite du module d'élasticité pour la couche qui n'est pas une approche idéale, puisque les mécanismes de propagation de fissures et les discontinuités ne sont pas directement pris en compte.

Pour combler les limitations du guide AASHTO 1993 sur le dimensionnement des chaussées, un important programme de recherche a été entrepris sous le Programme National de recherche sur les autoroutes (NCHRP), projet 1-37A, à la fin des années 1990 et au début 2000 [Applied Research Associates, 2004]. Le guide résultant devait à l'origine être qualifié de « AASHTO 2002 » ou « Guide de conception mécanico-empirique des chaussées » (MEPDG).

Cependant, les retards dans la finalisation du guide et l'évolution de la mise en œuvre de l'approche ont abouti au logiciel de conception AASHTOWare Pavement ME [AASHTO, 2017]. En raison de l'amélioration des capacités des essais sur les matériaux, de la modélisation et de la capacité des ordinateurs de bureau, un programme de dimensionnement complet basé sur la simulation a été développé. Les progressions remarquables dans le domaine de dimensionnement grâce au projet NCHRP 1-37A et au logiciel Pavement ME dans le domaine des revêtements flexibles sont :

- Un nombre important de paramètres des entrées a été ajouté tel que le chargement des chaussées par essieu unique équivalent (ESAL), différents types d'essieux, l'espacement des essieux et des jumelages, les distributions saisonnières et même horaires des camions, etc., peuvent être envisagés.

- Les détails de température, d'humidité et de gel sont inclus dans le procédure de dimensionnement.
- L'approche empirique du nombre structurel et du coefficient de couche a été remplacé par des modèles calibrés, mécanique-empiriques, similaires à ceux utilisés dans la méthode de dimensionnement française ME. Un module complexe (dynamique) de béton bitumineux est un élément clé de la fatigue et de l'orniérage du ME (modèles utilisés dans le logiciel).

En plus des modèles ME pour la fatigue et l'orniérage des chaussées, un modèle ME de fissuration thermique basé principalement sur les températures horaires de la chaussée, le fluage, la résistance à la traction du mélange et le coefficient thermique du mélange ont été inclus ; le modèle est appelé TCMModel [Buttlar et Roque, 1994], [Buttlar et al. 1998].

Ainsi, les 30 dernières années ont inauguré l'utilisation généralisée des essais sur les matériaux et la modélisation à base mécanique des chaussées. Cependant, un nombre de limitation majeure dans les méthodes de dimensionnement moderne des chaussées existe toujours, ce qui motive les chercheurs à essayer de trouver les solutions à ces problèmes. Ces limites comprennent l'incapacité à capturer les effets suivants :

- (1) capturer la fragilisation de matériaux avec le temps, et le gradient associé de matière dans tous les modèles de détresse ;
- (2) capturer le degré de vieillissement, ou taux de vieillissement, en fonction de la source brute de matériaux, des techniques de raffinage, des additifs, du type et de la quantité de matériaux recyclés utilisés, du climat et des caractéristiques volumétriques du mélange ;
- (3) capturer le temps de chargement et leur fréquence, les dégradation, complexité de la morphologie des interfaces, et la non-linéarité des matériaux ;
- (4) capturer le comportement d'interface complexe tel que le décollement, le glissement et le contact variable entre les surfaces ;
- (5) capturer les complexités de réhabilitation, de revêtement composites avec des fissures et autres discontinuités ;
- (6) prendre en compte les effets de l'auto-guérison ;
- (7) capturer les effets de l'humidité sur la chaussée.

Beaucoup de ces limites sont liées à la prédiction exacte de divers modes de fissuration dans les chaussées neuves et réhabilitées, telles que les fissures thermiques, les fissures réfléchissantes, les fissures d'interface et de fatigue.

I.8. Méthode de vérification des approches de modélisation

Cette partie présente un bref résumé des études antérieures menées sur les essais de fissure et les modèles numérique proposé. On commence par un résumé du travail effectué sur l'extension des méthodes de vérification et de validation pour le béton bitumineux, basé sur l'approche QVCV (**Q**ualification, **V**erification, **C**alibration (étalonnage) et **V**alidation). Il est donc nécessaire de développer des modèles basés sur la mécanique afin de faire progresser le domaine de l'ingénierie des chaussées, en particulier en ce qui concerne la limitation de la fissuration dans les chaussées bitumineuses.

I.8.1. QVCV comme cadre rationnel pour faire progresser la recherche sur la fissuration

Les systèmes d'ingénierie impliquent par définition une approximation de toutes les entrées clés du système et les caractéristiques, à savoir ; charges, climat / environnement, géométrie, interface / liaison, propriétés des matériaux, etc., En particulier les chaussées, impliquent un certain nombre d'inconnues et de variables stochastiques (béton bitumineux propriétés, le futur trafic, les futures conditions environnementales), et donc, les modèles de la chaussée seront au mieux mécanistes-empiriques et nécessiteront souvent des calculs numériques approches plutôt que des solutions exactes.

En raison de la complexité des approches de modélisation numérique et des risques inhérents d'une solution « boîte noire », le domaine de la vérification et de la validation (V & V), a été exploité par la communauté des ingénieurs / mécaniciens. La vérification fait référence au processus consistant à vérifier si la solution informatique fournit ou non la solution correcte par rapport aux solutions connues (c'est-à-dire si le modèle de calculs est correct). Cela se fait souvent en vérifiant les problèmes sélectionnés avec des solutions connues sous forme exacte, et parfois en se comparant à d'autres modèles lorsque les solutions en format exact n'existent pas. La validation fait référence à la vérification si le modèle saisit ou non correctement les phénomènes physiques prévus, avec ou sans nécessité d'étalonnage du modèle. Plus d'informations sur ces études de vérification et de validation dans le domaine de la mécanique sont fournies dans la bibliographie [ASME,2006], [Velasco,2012]. Une autre étape importante et un excellent point de départ pour le modèle de développement est la qualification du modèle qui implique le processus de compréhension des caractéristiques physiques rentrant dans un système à modéliser et de sélectionner le modèle adéquat. La figure 1.40 présente le modèle classique de V & V d'Oberkampf et al. [Oberkampf et al. 2004], [Oberkampf et al. 2008].

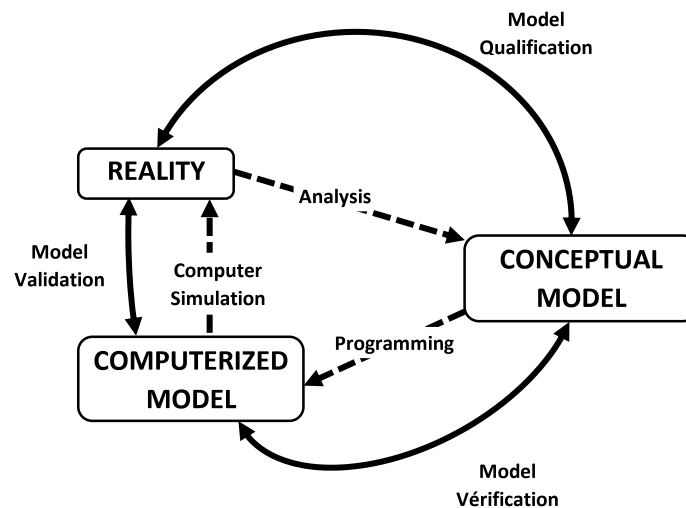


Figure I.40. Modèle classique V & V [Oberkampff et al. 2004].

Dans le domaine de l'ingénierie des chaussées, l'étalonnage du modèle est presque toujours demandé. Il est important de distinguer entre l'étalonnage et la validation du modèle, et ces points sont souvent confondus dans les recherches sur la chaussée. L'étalonnage du modèle implique le réglage de ces paramètres pour faciliter l'adaptation du modèle avec les données obtenues expérimentalement (essais in-situ ou en laboratoire). Après l'étalonnage du modèle, une nécessaire validation du modèle est obtenue. En d'autres mots, il est nécessaire de réaliser un bon ajustement entre le modèle et les données à introduire ; ceci n'est pas suffisant pour considérer que le modèle est validé. Pour la validation du modèle, il faut l'essayer avec des données autres que les données de calibrage. Les modèles qui continuent de s'adapter aux données en dehors de calibrage, et en particulier lorsque cette validation est également réalisée par d'autres chercheurs, peuvent être considérés comme véritablement validés. Les modèles qui ne correspondent pas aux données en dehors de l'étalonnage doivent être utilisés avec prudence (limité aux cas dans les paramètres calibrés).

Ainsi, pour l'ingénierie des chaussées, un nombre de variation de V & V a été proposé pour donner l'importance à la qualification et l'étalonnage du modèle ; QVCV, ou qualification, Vérification, calibration et validation. La figure 1.41 illustre le processus de QVCV dans le contexte de l'ingénierie des chaussées, tel que développé par le groupe TG-02 de TC-CAP. Dans cet exemple (Figure I.41), les quatre importantes étapes sont :

- **Qualification** : les tests préliminaires de fissure ont révélé le comportement général d'ouverture de fissure, suggérant l'utilisation d'un modèle de zone cohérent.
- **Vérification** : les simulations de poutre à double lèvre ont été vérifiées par rapport à une poutre de forme fermée, pour établir la véracité de la modélisation de la fissure de la zone cohésive dans le modèle d'éléments finis utilisé.
- **Calibrage** : les paramètres du modèle de zone cohésive ont été inversement obtenus pour mettre les résultats de la simulation en accord avec les résultats des essais DC (T) ; Ceci était

accompli par l'approche de l'essais/erreurs. Un schéma d'optimisation a été développé ultérieurement [Hill et al. 2017].

- **Validation** : le modèle calibré a été utilisé pour simuler une fracture dans un échantillon entaillé ; les résultats ont été comparés avec l'expérimental. A ce stade, le modèle est considéré comme validé ou une autre itération de QVCV peut être lancée en requalifiant le modèle avec des paramètres physiques supplémentaires.

L'itération à travers le processus QVCV peut conduire à une meilleure compréhension physique, à une meilleure capacité à tester avec précision et à modéliser avec précision le matériau et les phénomènes structurels d'intérêt.

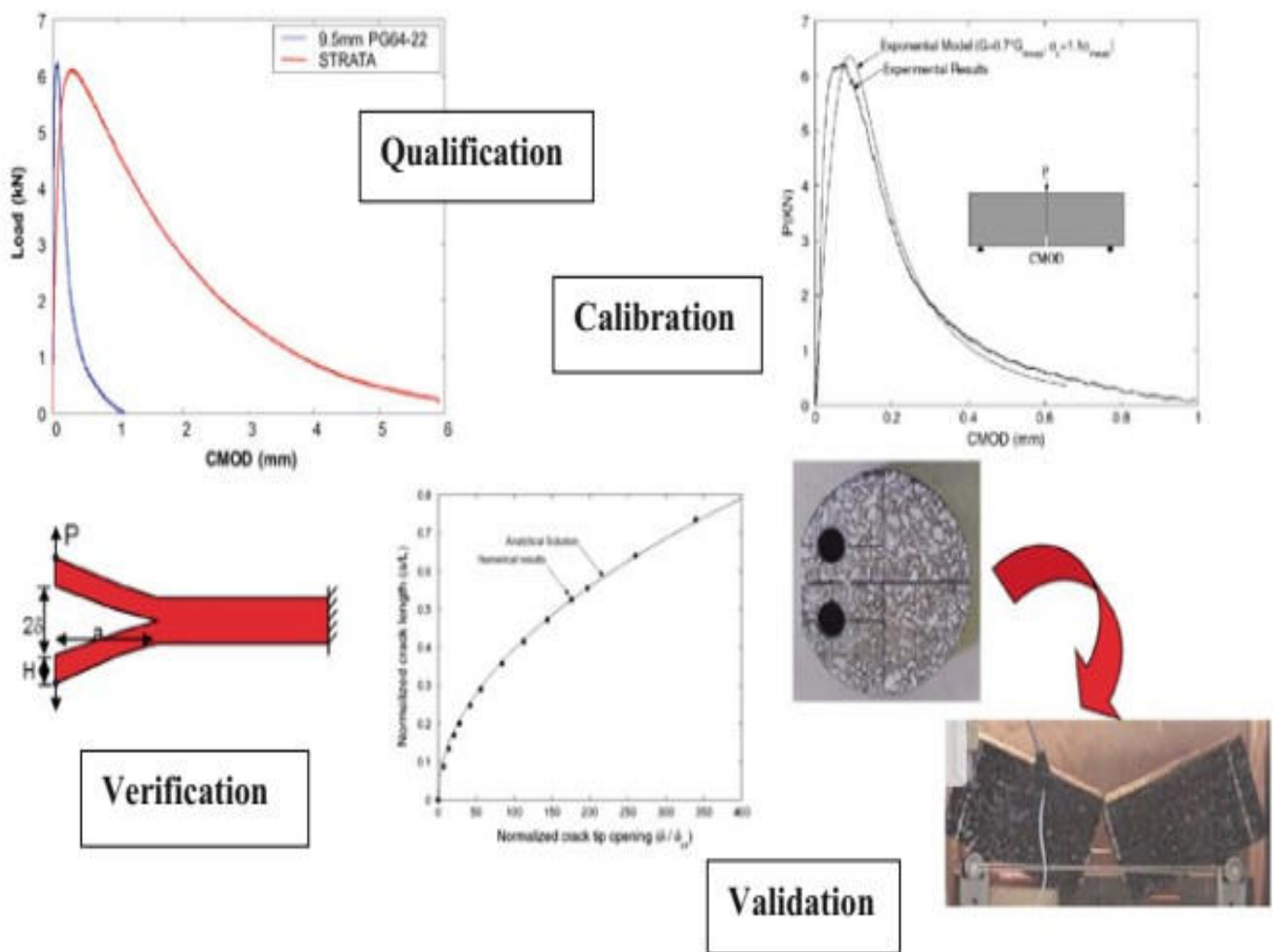


Figure 1.41. Exemple de la méthode QVCV sur le béton bitumineux [Oberkampff et al., 2004].

I.9. Conclusions

Dans cette partie de la recherche bibliographique, Les recherches et les travaux antérieur sur le phénomène de fissuration des corps de chaussée et les principaux modèles numériques de simulation de ces fissures à l'aide de différentes méthodes de modélisation ont été présentés. Par comparaison entre les essais in situ et les essais en laboratoire à échelle réelle et réduite, les différents chercheurs ont essayé de comprendre le phénomène de fissuration complexe et de proposer des solutions adéquates et permanentes pour assurer la durabilité de corps de chaussée pendant sa vie estimée.

Les types de fissure sont très divers ainsi que leur propagation, et le cheminement de la fissuration [Marchand, 1984]. Pour cela, les chercheurs ont développé plusieurs appareils d'essai avec des mécanismes désignés pour un type de fissure bien précis avec la variation des paramètres cause des fissures tel que le chargement dynamique et la température.

Comme dans le cas des fissures de corps de chaussée usuels (les chaussées souples), les chercheurs ont testé des types de chaussée les plus courants. On distingue les chaussées rigides, les chaussées semi rigides, les chaussées inverses, les chaussées avec une couche de roulement mince et les chaussées épaisses, sans oublier les chaussées renforcées avec des interfaces spéciales telles que les géosynthétiques.

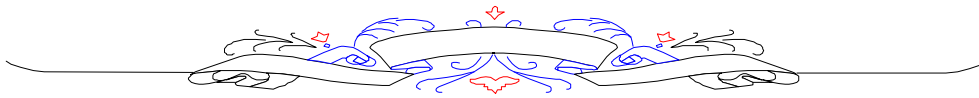
On retiendra de cette première partie que l'on peut distinguer six principales origines de la fissuration. En pratique dans les chaussées réelles, l'apparition des fissures est souvent due à la combinaison de plusieurs phénomènes, mais cette distinction par modes de dégradation permet d'établir des différences fondamentales des mécanismes qui les gouvernent.

On retient en particulier que les chaussées semi-rigides ont un double mode de fissuration : la fissuration par retrait thermique qui affecte les couches de matériaux hydrauliques et la fissuration réfléctive qui affecte les couches bitumineuses supérieures.

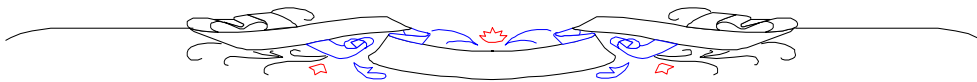
Le revêtement bitumineux est souvent une option intéressante pour les nouvelles constructions et, de plus, pour la réhabilitation de la chaussée en raison de sa facilité et rapidité de constructibilité et pour des raisons économiques. Cependant, la durée de vie du revêtement en bitume et la facilité d'entretien peuvent être diminuées en raison d'un certain nombre de formes de fissures qui peuvent se développer. La meilleure façon d'éviter ou de retarder les fissures est la compréhension de leurs mécanismes sous-jacents. Les essais de fissuration et la modélisation sont des outils utiles pour atteindre cet objectif.

Cependant, la première étape de qualification est nécessaire, impliquant des observations sur le terrain et / ou des essais expérimentaux pour identifier la clé des paramètres physiques qui doivent être mesurés et modélisés. Différents types de fissure et leurs mécanismes sous-jacents ont été présentés dans ce chapitre. Une brève revue des essais de fissuration et des modèles développés récemment sur la fissuration des matériaux bitumineux a également été présenté.

Un nombre important des chercheurs ont proposé plusieurs solutions anti propagation des fissures tels que les géosynthétiques ; les résultats sont plus ou moins encourageants mais la technique reste couteuse. D'où l'intérêt de la recherche d'une technique simple et pas chère avec des matériaux disponibles localement tel que le sable de dune. Ce dernier a fait l'objet de plusieurs recherches dans les constructions de génie civil et les routes et a donné des résultats très prometteurs. Le chapitre suivant ouvre une fenêtre sur cet aspect.



*UTILISATION DE SABLE DE DUNE
DANS LE DOMAINE DE GÉNIE
CIVIL*



II. UTILISATION DE SABLE DE DUNE DANS LE DOMAINE DE GENIE CIVIL

II.1. Introduction

Ce chapitre présente un état de l'art sur l'utilisation de sable de dune dans le domaine de construction en général et dans le domaine routier en particulier.

Dans un premier temps, nous donnons la définition du sable de dune comme étant un matériau de construction, les principales ressources de ce matériau en Algérie et ses principales caractéristiques. Ensuite, nous présentons les travaux antérieurs sur l'utilisation du sable de dune comme constituant dans les mortiers ou le béton hydraulique ou bien dans le mélange à base de bitume.

II.2. Sable de dune

Le sable de dune qui s'impose du fait de son abondance dans la nature (Sahara), de son coût d'extraction presque nul, et de sa propreté apparente, constitue la solution au problème d'épuisement des ressources naturelles et se présente comme un matériau d'avenir qui peut remplacer par excellence les deux types de sables courants (sable d'oued et sable de carrière).

Le sable est un matériau résultant de la désagrégation lente des roches sous l'action des agents d'érosion tels que l'air, la pluie etc. Les sables de dunes (Figure II.1), ou des ergs, sont localisés dans les cuvettes d'épandage où des accumulations alluviales sont concentrées suite à des écoulements liés aux périodes pluviales au début du quaternaire.

D'après Bagnold, le sable véritable, défini comme un ensemble de grains non susceptibles d'être mis en suspension, se déplace près du sol par le mécanisme de saltation. [Bagnold,1954]

Le sable est composé généralement par des minéraux comme la silice, les silicates, les carbonates et les argiles.



Figure II.1. Dunes de sable [Ziyad Chelali,2018]

II.3 Le sable de dune en l'Algérie

Le sable de dune occupe la majorité de la surface du Sahara Algérien. La Figure II.2 présente la situation géographique des ergs de l'Algérie.

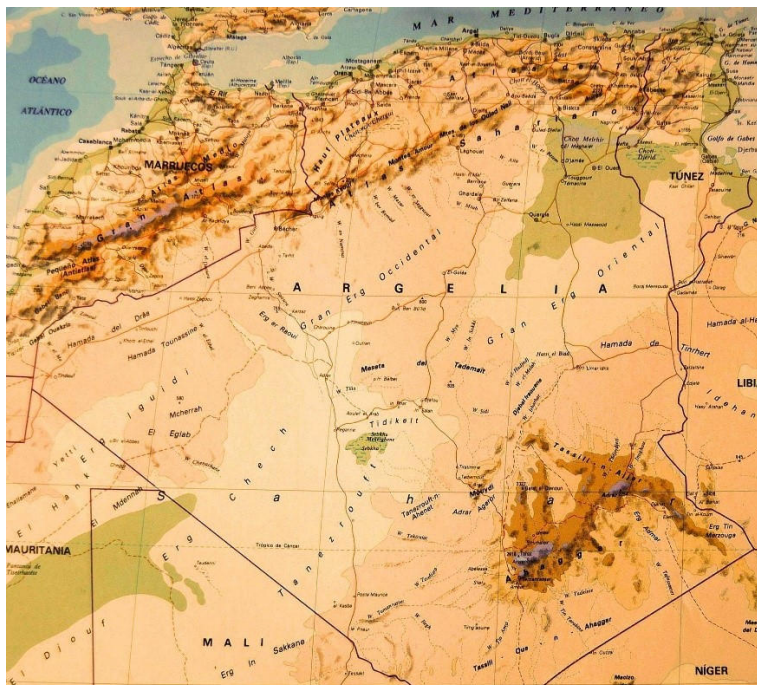


Figure II.2. Situation géographique des ergs de l'Algérie [Sahara Territory by Sakhal,2014]

Aujourd'hui, lorsqu'on évoque ce sable de dune, c'est principalement pour rappeler qu'il engloutit les terres, les palmeraies, et menace d'envahir certaines oasis.

Pourtant, en modifiant notre point de vue, le sable de dune peut être considéré comme une source quasi inépuisable de matériau. L'utilisation et l'exploitation future de ce type de sable constituent ainsi une des nouvelles préoccupations des chercheurs et intéressent différents domaines comme la microélectronique, l'énergie solaire (cellule photovoltaïque), la métallurgie, le génie civil, et le génie mécanique. Ses applications et son exploitation sont liées à sa teneur en silice et à la taille, la forme et la nature de ses grains.

Son exploitation en génie civil présente un grand intérêt économique et environnemental pour l'Algérie. La hausse de la demande du sable de construction dans notre pays et l'incapacité des carrières locales à fournir du sable fin de granulométrie inférieure à 2 mm, ont poussé à étudier la faisabilité d'incorporer ce type de sable dans de nouveaux bétons.

II.4. Identification des sables de dunes

II.4.1 Mécanismes de formation

Les dunes se forment dans des zones où le sable est abondant et non fixé par la végétation (désert, plage, lit fluvial à l'étiage). Le sable est érodé et pris en charge par le vent (déflation). Il est transporté au ras du sol par saltation, puis s'accumule quand la compétence du vent chute (versant sous le vent). Une dune peut se déplacer par érosion du versant au vent et accumulation sur le versant opposé.

II.4.2 Types des dunes

Il y a plusieurs types de dunes on cite :

1. les avant-dunes (foredune), qui sont des bourrelets plus ou moins fixés par la végétation (oyats par exemples), parallèles au trait de côte et solidaires de la plage, c'est à dire échangeant du sable avec elle, dans un même système sédimentaire. À ne pas confondre avec une ancienne arrière dune en cours d'érosion, ou avec une dune formée par du sable venant de terre sur un secteur ou une avant-dune active ne pourrait pas se former. En Espagne et en Tunisie, ces avant-dunes sont systématiquement considérées comme faisant partie du domaine public maritime, ce qui facilite leur protection. l'avant-dune se forme à partir de fixation du sable en haut de plage, par des plantes pionnières psammophiles.

2. les falaises dunaires (dune cliff) ne sont pas une vraie dune mais un profil résultant de l'érosion marine d'une dune ancienne fixée par une pelouse ou un boisement qui ont été à l'origine de la formation d'une couche d'humus ou de sol sableux.

3. les dunes perchées, (cliff-top dune), qui apparaissent au sommet d'une falaise vive ; alimentée en sable par le vent à partir de l'estran, voire à partir du profil de pente, quand il s'agit d'une falaise dunaire.

4. les cordons dunaires artificiels, qui sont construits de main d'homme, généralement comme élément de protection contre la mer ou d'une zone cultivée et/ou construite. Ils nécessitent un entretien permanent, sans lequel ils se désintègrent en quelques décennies.

II.4.3 Physique des dunes

Nous connaissons tous, au moins par des photos ou les images de télévision, les étendues majestueuses de dunes ressemblant à une mer de sable dans le désert.

Leurs formes répétitives modelées par le vent couvrent d'immenses surfaces et leurs déplacements menacent aussi bien les zones de cultures que les routes ou même les villes. Malgré cela, le mouvement des dunes est encore très mal compris.

II.4.3.1. La barkhane

Une barkhane est une dune de la forme d'un croissant allongé dans le sens du vent. Elle naît là où l'apport de sable est faible et sous des vents unidirectionnels. Le vent fait rouler le sable pour qu'il remonte la pente du dos de la dune jusqu'à la crête et vienne former de petites avalanches sur le versant plus pentu du front ; ce phénomène fait avancer la dune. Les dunes les plus simples ont une forme de croissant et portent le nom arabe de barkhane (voir figure. II.3). Elles se forment dans des conditions particulières avec des volumes de sable limités et se déplacent sur un substrat stable sous l'action d'un vent qui vient toujours de la même direction. Leur crête sépare le dos de la dune, incliné de 5 à 20° et le front nettement plus raide (32 à 35°) qui se prolonge par deux cornes dans la direction du vent.

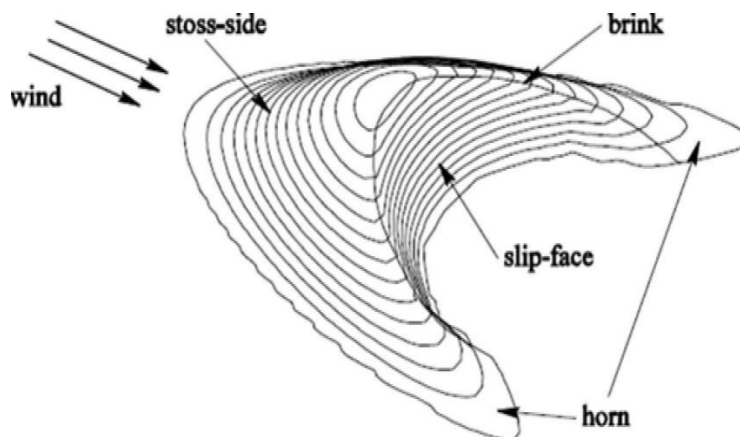


Figure II.3. Morphologie de la barkhane [Herrmann et Rognon, 2001]

II.4.3.2. Les Sif

Ce sont des dunes allongées en forme de sabre, formant des ondulations longitudinales s'amincissant vers une extrémité. Elles se forment par les élargissements du bras d'une barkhane, sous l'effet d'un vent perpendiculaire au vent dominant (Figure II.4).



Figure II.4. Photo montrant un Sif [Herrmann et Rognon, 2001]

II.4.3.3. La dune parabolique

La dune parabolique est une dune dissymétrique à concavité au vent souvent fixée par la végétation. Sa disposition par rapport à la direction du vent est donc inverse de celle de la barkhane. La dune parabolique est peu mobile et ne migre jamais une fois qu'elle est formée.

II.5 UTILISATION DU SABLE DE DUNE

II.5.1. Utilisation du sable de dunes dans le béton

II.5.1.1. L'utilisation de sable de dune dans les travaux de remblayage

Le sable de dunes était utilisé depuis longtemps dans l'exécution des travaux de remblayage des fouilles de fondations, mais l'utilisation comme constituant principal du béton n'apparaît qu'après la naissance du béton de sable en 1853 par F.COIGNET (Rapport général). Cette naissance a donné le courage de commencer une nouvelle investigation qui a étudié la possibilité d'utiliser le sable de dunes comme un constituant principal dans les structures des ouvrages en génie civil ; pour cette raison plusieurs actions de recherches, soit en Algérie ou à l'étranger, ont été engagées et hypothéquées.

II.5.1.2. Utilisation de sable de dune comme correcteur de la granularité

L'objet de trouver une bonne formulation de béton avec l'ajout de sable de dune était l'intérêt de plusieurs chercheurs et organismes en Algérie [Mitiche-Kettab, 2007 ; Benaissa, 1993 ; Benmalek, 1992 ; Bouziani, 2012]. L'étude expérimentale de Bouziani avait pour but de tester l'influence de l'ajout de différents pourcentages de sable de dune (variant entre 0 et 30%) sur la compacité de béton et par conséquent sa résistance. Les résultats obtenus ont montré que le béton avec 10% de sable de dune donne une résistance élevée (56 Mpa) d'où l'effet de sable de dune sur la correction de la courbe granulométrique du squelette qui minimise les vides et par conséquent augmente la compacité et la résistance.

II.5.1.3. Utilisation de sable de dune dans le mortier de réparation

L'ajout de fibre végétale entraîne une amélioration de la légèreté du béton. Les chercheurs ont remarqué qu'il existe un dosage optimal de fibre d'Alfa (*Stipa tenacissima*) où la résistance est maximale. L'amélioration de la résistance à la compression par l'ajout de ces fibres peut être attribuée à la liaison fibre / squelette granulaire et à l'efficacité des fibres dans la limitation de la propagation des fissures. [Krobba et al., 2018].

Le tableau suivant présente les différentes compositions du mélange utilisé par Krobba et al. :

Tableau II.1. Résultats la composition de mélanges de mortier

Mélange	Ciment (kg/m ³)	Sable (kg/m ³)	Eau (kg/m ³)	Fibre d'Alfa (%)
MS	450	1350	315	0
MA	450	1350	270	0
MV1	450	1350	270	0.1
MV2	450	1350	270	0.2
MV3	450	1350	270	0.3
MV4	450	1350	270	0.4
MV5	450	1350	270	0.5
MV6	450	1350	270	0.75
MV7	450	1350	270	1
MV8	450	1350	270	1.25

Les mélanges de mortier ont été préparés conformément aux normes ; ils ont été coulés dans des moules prismatiques (40*40*160mm³). Les moules contenant les échantillons étaient recouverts d'un film plastique et stockés dans un récipient à 20 ± 2°C. dans une chambre climatique. Au bout de 24 h, les échantillons ont été retirés du moule et stockés, jusqu'à l'âge des essais, dans de l'eau de chaux saturée à (20 ± 2) °C pour les essais mécaniques et dans la température ambiante (20 ± 2) °C et (50% ± 2%) d'humidité relative (R.H) pour les essais de retrait.

- Les essais de résistance à la flexion et à la compression de chaque proportion de mélange ont été effectués à 28 jours. Pour la résistance à la flexion, trois échantillons de chaque mélange ont été préparés et testés avec l'essai de flexion à trois points. Six portions du prismes de mortier testés en flexion ont été utilisés pour la détermination de résistance à la compression, les résultats sont présentes dans la figure II.5.

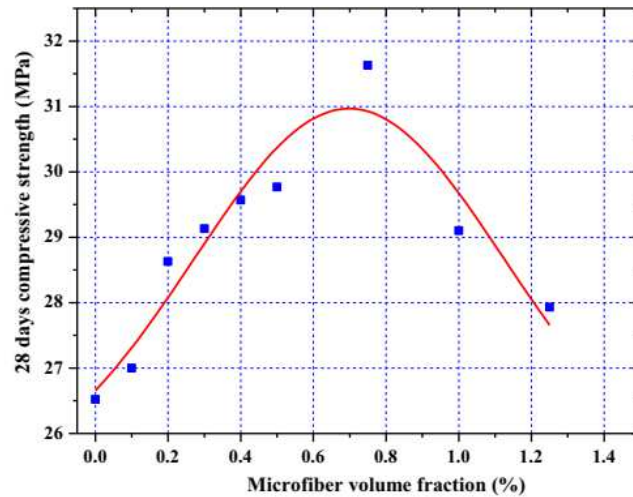


Figure II.5. Relation entre le volume des microfibres et la résistance à la compression [Krobba et al., 2018].

- Les mesures de retrait au séchage ont été effectuées pour tous les mélanges de mortiers après le durcissement initial d'un jour dans le moule ; les résultats sont donnés dans la figure II.6.

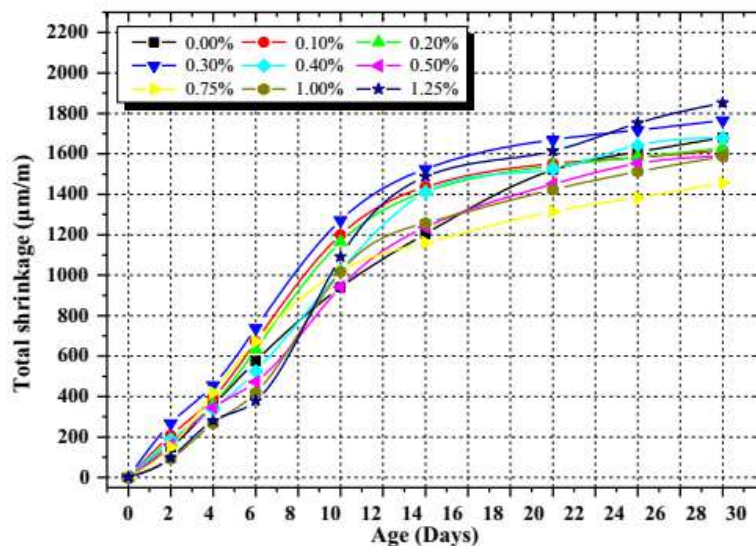


Figure II.6. Évolution du retrait des différents mélanges [Krobba et al., 2018].

- L'essai d'absorption d'eau par capillarité permet de caractériser la capacité de transfert d'eau d'un mortier à absorber et à transmettre l'eau par capillarité. Dans l'étude, l'essai a été effectué sur des échantillons prismatiques préalablement séchés au four à environ 80 ° C jusqu'à atteindre un poids constant. Ils sont ensuite placés dans un bac de telle sorte que leur surface inférieure soit en contact avec l'eau jusqu'à 5 mm. Le poids des échantillons est mesuré à différents moments : 6, 18, 30, 60, 120, 180, 720, 1080 et 1440 min. Le test d'absorption capillaire a été effectué après 28 et 180 jours de cure.

Le taux d'absorption d'eau des six premières heures a été enregistré pour déterminer l'absorption initiale du béton.

- La perméabilité aux gaz est une propriété de transfert qui est généralement utilisée pour caractériser la durabilité du béton. De ce point de vue, il peut être un bon indicateur de la durabilité. La perméabilité des mortiers de réparation est très importante pour la protection du béton de base ; les mortiers sont la première ligne de résistance contre la pénétration des nuisibles tels que l'oxygène et l'oxyde de carbone. L'essai de la perméabilité à l'azote a été réalisé pour chaque type de mortier à 28 et 180 jours. L'échantillon a été soumis à une pression constante de gaz P_i (pression d'entrée). La perméabilité apparente K_a a été calculée sous cinq gradients de pression d'entrée de 1 à 3 bars par incréments de 0,5 bar en régime permanent d'écoulement de gaz selon l'équation suivante :

$$K_a = \frac{2P_iQL\mu}{A(P_i^2 - P_0^2)} \quad (II.1)$$

Où:

L: épaisseur de l'échantillon (m) (m)

A: surface de la section transversale (m²)

Q: débit de gaz mesuré (m³.s⁻¹)

μ : coefficient de viscosité dynamique de l'azote gazeux (17,5±106 Pa.s)

P_i : pression absolue d'entrée (Pa)

P_0 : pression atmosphérique (Pa)

Les résultats de l'essai de la perméabilité à gaz sont illustrés dans le tableau II.2.

Tableau II.2. Résultats de la perméabilité à gaz des mélanges de mortier [Krobba et al., 2018].

Mélange	Perméabilité à gaz (%)
MS	110
MA	110
MV1	109
MV2	109
MV3	109
MV4	109
MV5	108
MV6	108
MV7	108
MV8	108

- La force de liaison des matériaux de réparation a été déterminée en utilisant l'essai d'arrachement . Pour les différents types de mortiers, trois échantillons de béton de référence ont été produits en utilisant les rapports de mélange donnés dans le tableau II.3.

Quand l'échantillon en béton avait 28 jours, le béton a été préparé à la rugosité requise et le mortier de réparation a ensuite été appliqué. La force de liaison était testée après 28 et 180 jours. L'appareil et le schéma de l'essai d'arrachement sont montrés dans la Figure II.7.

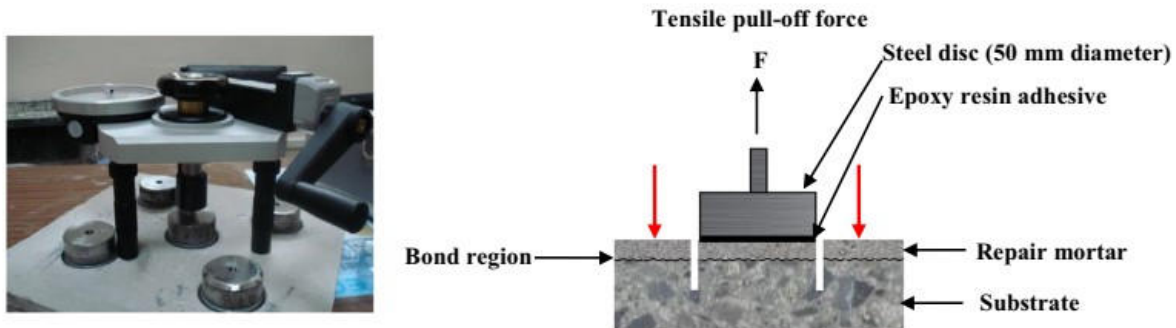


Figure II.7. Schématique de l'essai d'arrachement [Krobba et al., 2018].

La force de liaison (σ) est définie comme la force de traction (F) divisée par la surface de l'éprouvette : le taux de charge doit être appliqué à un taux de contrainte de 35 ± 15 kPa / s jusqu'à la rupture.

Le mode de rupture et la force de traction fournissent l'information sur l'efficacité du système de réparation : si la rupture se produit entre la partie inférieure de béton et le mortier de réparation, il y a une manque d'adhésivité. Si la rupture apparaît dans le matériau de recouvrement, le mortier est la partie la plus faible du système. Enfin, si la rupture se produit dans la partie de béton, le système de réparation peut être considéré comme adéquat.

Tableau II.3. Résultats de l'essai de l'arrachement [Krobba et al., 2018].

Échantillon	Résistance à l'arrachement			Mode de rupture		
	Mortier					
	MS	MA	MV6	MS	MA	MV6
1	2.18	2.52	2.57	Interface	Couche de béton	Couche de béton
2	2.22	2.50	2.52	Couche de béton	Couche de béton	Couche de béton
3	2.15	2.39	2.49	Interface	Interface	Interface
4	2.13	2.41	2.50	Mortier	Interface	Couche de béton
5	2.23	2.47	2.49	Couche de béton	Couche de béton	Couche de béton
Moyenne	2.18	2.46	2.52			

L'étude de Krobbba et al. a examiné l'effet de la microfibre naturelle Alfa sur la résistance à la compression, résistance à la flexion, retrait, perméabilité et la force de liaison du mortier de réparation à base de sable de dune. Les conclusions montrent l'utilité de l'utilisation d'Alfa à 0,75% avec le sable de dune.

II.5.1.4. Utilisation de sable de dune dans les bétons légers

L'utilisation des pierres ponce comme un ajout dans le béton à sable de dune intéresse un nombre important de chercheurs pour sa légèreté et ses résistances acceptables. L'aspect de l'égypte le poids de béton par l'ajout de ponce a été développé par Lynda et al.2017.[Lynda et al., 2017].

Dans cette étude les chercheurs ont utilisé trois types de sable dont deux sont des sables de dune (A2, A3) et un sable alluvial (A1) pour préparer trois type de béton (LWC1, LWC2 (Sable de dune 1), LWC3 (Sable de dune 2)), l'analyse granulométrique des sables a donné les résultats montrés dans la figure II.8.

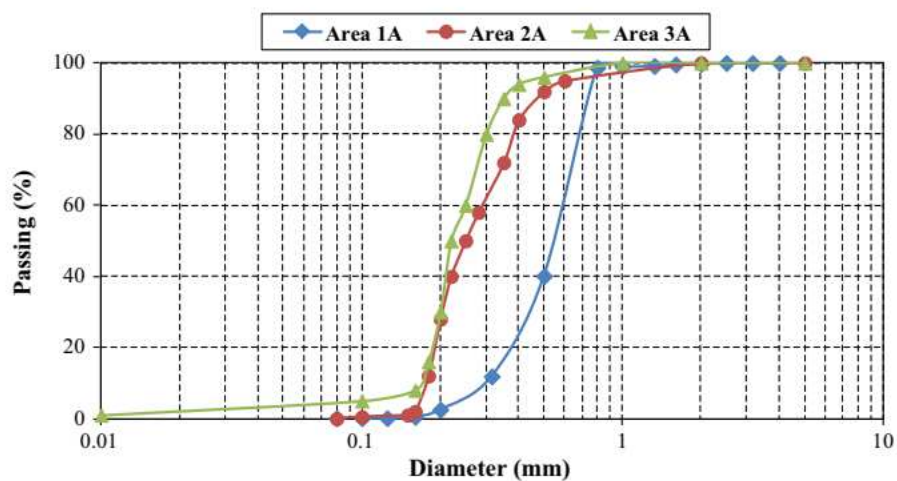


Figure II.8. Courbe granulométrique des sables. [Lynda et al., 2017].

Les résultats de la résistance à la compression sont montrés à la figure II.9.

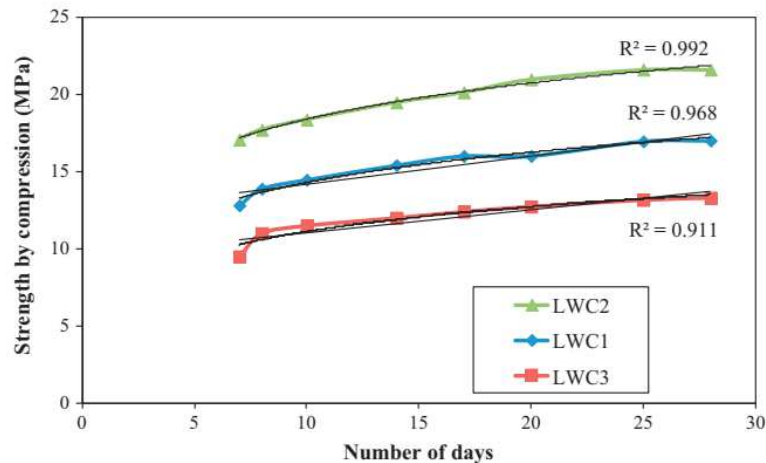


Figure II.9. Évolution de la résistance à la compression en fonction du temps. [Lynda et al., 2017].

L'influence de la nature du sable sur les caractéristiques du béton léger est illustrée comme suit :

- Le remplacement partiel du sable alluvial par le sable de dune améliore la densité du béton et sa performance thermique.
- Les variations de la maniabilité et la densité dépendent de la nature minéralogique, la morphologie, la taille des particules et la taille maximale des grains des sables.
- Le mélange de sable de dune et de carrière donne un béton plus compact et mécaniquement plus résistant, en tenant compte de la relation entre la résistance et le rapport E / C.
- La haute porosité de ce béton par rapport au béton à granulats ordinaires peut entraîner une perméabilité élevée.

II.5.1.5. Utilisation de sable de dune dans le béton de déchets des pneus usagers

L'aspect environnemental dans le domaine de construction devient important, surtout avec le volume de déchets qui devient un des grands problèmes dans les pays développés. Pour cela, le recyclage et la réutilisation des déchets dans le domaine de construction intéressent de nombreux chercheurs, parmi eux on cite Belferrag et al. [Belferrag et al., 2016, 2013], qui ont utilisé les déchets des pneu usé comme un ajout dans le béton avec le sable de dune.

L'analyse du sable de dune et d'oued en laboratoire a donné les résultats montrés dans les figures II.10, II.11 et II.12.

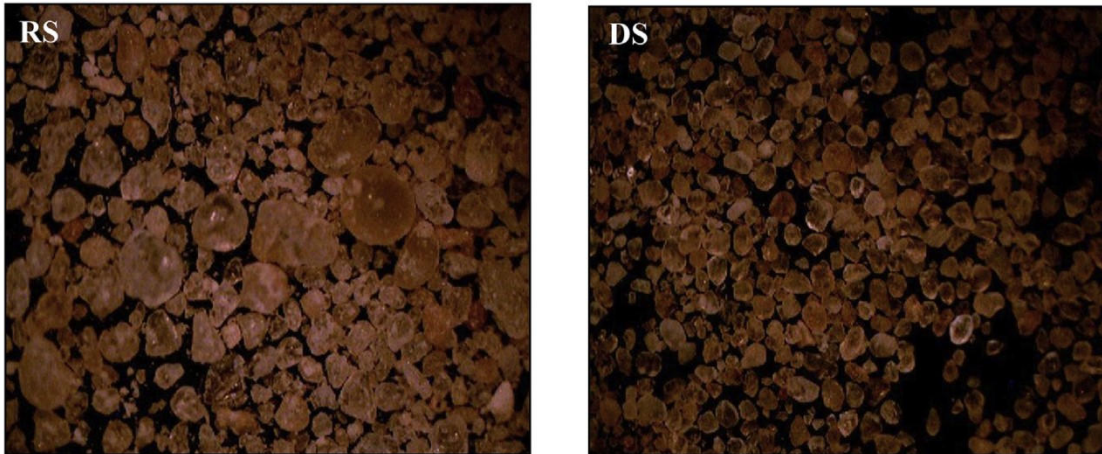


Figure II.10. Micrographies de sable de dune (DS) et de rivière (RS) [Belferrag et al., 2016, 2013]

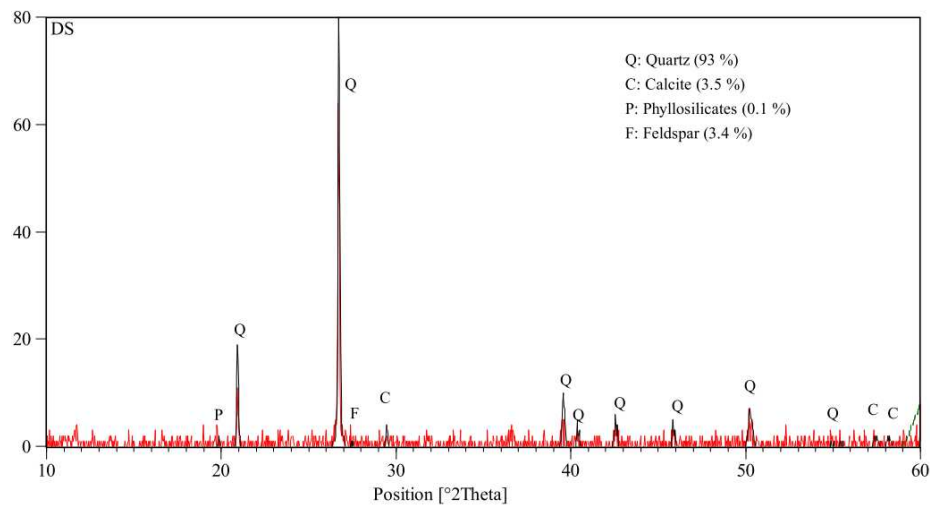


Figure II.11. DRX du sable de dune [Belferrag et al., 2016, 2013]

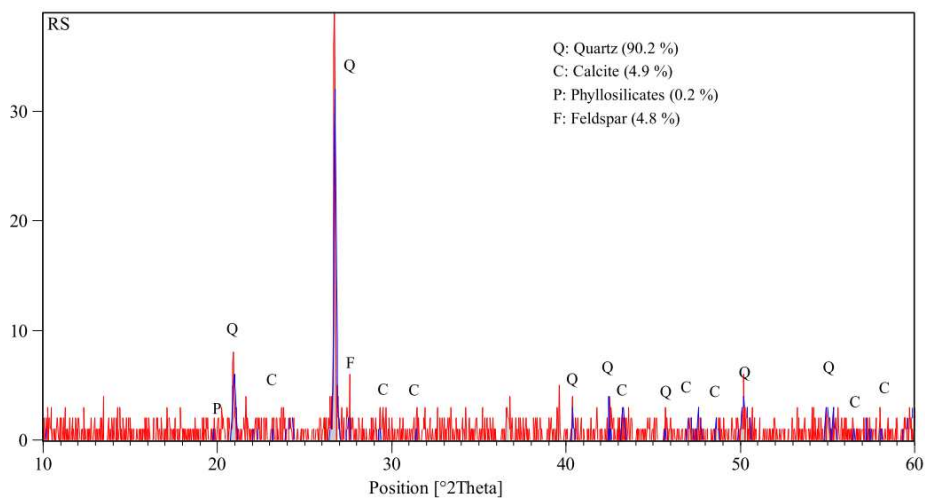


Figure II.12. DRX du sable de rivière [Belferrag et al., 2016, 2013]

Belferrag et al ont préparé quinze mélanges de béton. Les compositions des mélanges de béton sont présentées dans le tableau II.4.

Trois mélanges simples de béton sableux, désignés DSC (béton à 100% de sable de dune), DSRSC1 (béton avec : 50% sable de dune 50% sable de rivière), DSRSC2 (béton avec : 40% de sable de dune une 60% de sable de rivière) ont été préparés.

Sur la base de ces mélanges de béton brut, les bétons à base de sable renforcé de fibres métalliques ont été fabriqués pour différents volumes de fibres (0,5 et 1,0%) et deux types de fibres : f_1 (longueur (l_f) = 20 mm, diamètre (d) = 0.28 mm) et f_2 (l_f = 30, d = 0.28 mm).

Tableau II.4. Proportions des mélanges ($1m^3$) [Belferrag et al., 2016, 2013]

Mélanges	% Fibres	Fibres (kg)	Sable de dune (kg)	Sable d'oued (kg)	Ciment (kg)	Eau (l)	W/C (%)
DSC	0.00	0.00	1382.61	0.00	460.87	276.52	0.60
0.5DSC_ f_1	0.50	39.25	1375.79	0.00	460.87	276.52	0.60
0.5DSC_ f_2	0.50	39.25	1375.79	0.00	460.87	276.52	0.60
1.0DSC_ f_1	1.00	78.50	1369.15	0.00	460.87	276.52	0.60
1.0DSC_ f_2	1.00	78.50	1369.15	0.00	460.87	276.52	0.60
DSRSC1	0.00	0.00	694.32	694.32	462.88	268.47	0.58
0.5DSRSC1_ f_1	0.50	39.25	690.78	690.78	462.88	268.47	0.58
0.5DSRSC1_ f_2	0.50	39.25	690.78	690.78	462.88	268.47	0.58
1.0DSRSC1_ f_1	1.00	78.50	687.24	687.24	462.88	268.47	0.58
1.0DSRSC1_ f_2	1.00	78.50	687.24	687.24	462.88	268.47	0.58
DSRSC2	0.00	0.00	555.46	833.18	462.88	268.47	0.58
0.5DSRSC1_ f_1	0.50	39.25	552.70	829.04	462.88	268.47	0.58
0.5DSRSC1_ f_2	0.50	39.25	552.70	829.04	462.88	268.47	0.58
1.0DSRSC1_ f_1	1.00	78.50	549.94	824.90	462.88	268.47	0.58
1.0DSRSC1_ f_2	1.00	78.50	549.94	824.90	462.88	268.47	0.58

Les résultats de l'effet de la correction granulométrique sur le retrait par séchage sont illustrés à la figure II.13 Il est à noter que la correction granulométrique du sable de dune réduit le retrait thermique. La diminution du retrait thermique pour les mélanges de béton DSRSC1 et DSRSC2, par rapport au béton de sable de dune, à 730 jours est respectivement de 18,11 et 33,66%. Alors que le mélange DSRSC2 conduit à une réduction de 13,16% par rapport au DSRSC1.

Cette diminution du retrait résulte de la correction de la granulométrie du sable des dunes par l'ajout de sable de rivière qui améliore son module de finesse.

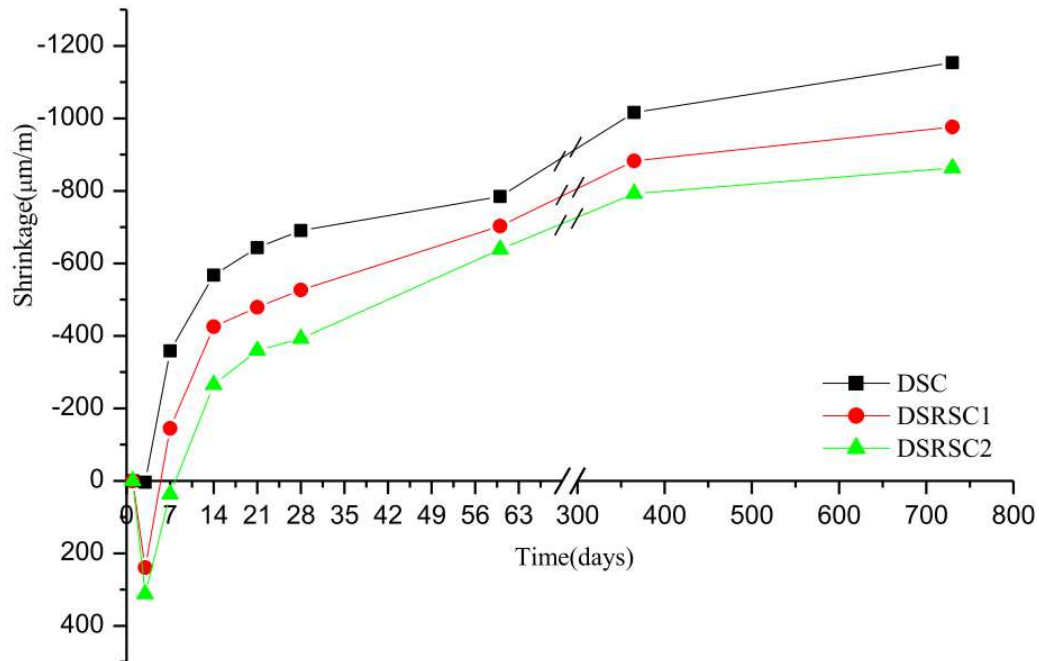


Figure II.13. Résultats de retrait en fonction de temps des mélanges [Belferrag et al., 2016, 2013]

II.5.1.6. Effet de l'ajout de déchet de céramique sur le béton à base de sable de dune

L'étude de Abadou et al. [Abadou et al., 2016] s'inscrit dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux et des déchets céramiques. L'objectif de travail est de faire d'une part, une étude sur le comportement mécanique du mortier à court terme en étudiant l'influence du taux d'incorporation des déchets et le type des déchets céramique sur les performances du mortier à base de sable de dune. Autre part, il à étudier l'influence des déchets céramiques présents dans les mortiers à base de sable de dune sur la qualité des réparations de surfaces en béton ou comme mortiers de joints pour la fixation et la liaison de petits éléments de revêtements de sol et de parois intérieures et extérieures.

La figure II.14 représente l'analyse granulométrique réalisée sur les sables et les déchets céramiques obtenus après le broyage utilisés dans les formulations des différents mélanges.

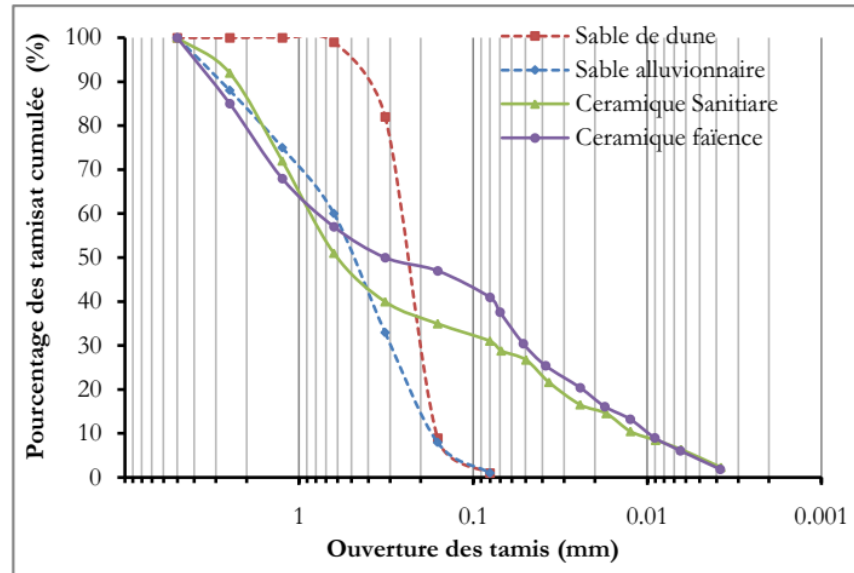


Figure II.14. Analyse granulométrique des matériaux utilisés [Abadou et al., 2016]

Cette étude porte sur l'influence du taux de substitution et de la nature des déchets céramiques sur les résistances mécaniques des mortiers à base de sable de dune à l'état durci à différentes conservations, ainsi que sur les principales caractéristiques des mortiers frais. Ce qui explique le choix des paramètres à savoir :

- Correcteur granulaire : l'amélioration du mortier à base de sable de dune a été faite par la correction de la granulométrie du sable de dune par addition des fines de déchets céramiques. L'utilisation des fines de déchets céramiques en tant que correcteur granulaire est intéressante en raison de sa disponibilité. Après l'opération de broyage, le produit final contient une très forte proportion de fines ; ce qui lui permettra d'assurer le rôle de remplissage des vides inter-grains de sable de dune.
- Type des additions : Les additions des déchets céramiques sont choisies, d'une part, en fonction de leur fréquence d'utilisation réelle dans l'industrie des bétons et mortiers et, d'autre part, en fonction de leurs propriétés physico-chimiques, supposées influencer les paramètres des mortiers.
- Pourcentage des additions substitué au sable de dune : cinq pourcentages de substitution ont été retenus : 10%, 20%, 30%, 40% et 50%.

Les résultats de la résistance à la compression montrés dans la figure II.15 montre que, pour tous les mortiers modifiés, la résistance à la compression augmente progressivement avec l'ajout de déchet de céramique. Le MD (mortier à base de sable de dune) ayant atteint la résistance mécanique maximale, soit 21,5 MPa et 16.3 MPa, est le MD avec des déchets céramiques sanitaire et faïence respectivement (MS50%, MF50%). L'étude a également montré que les MD

avec céramique sanitaire ont développé des résistances supérieures par rapport à ceux incorporant des déchets céramiques faïence.

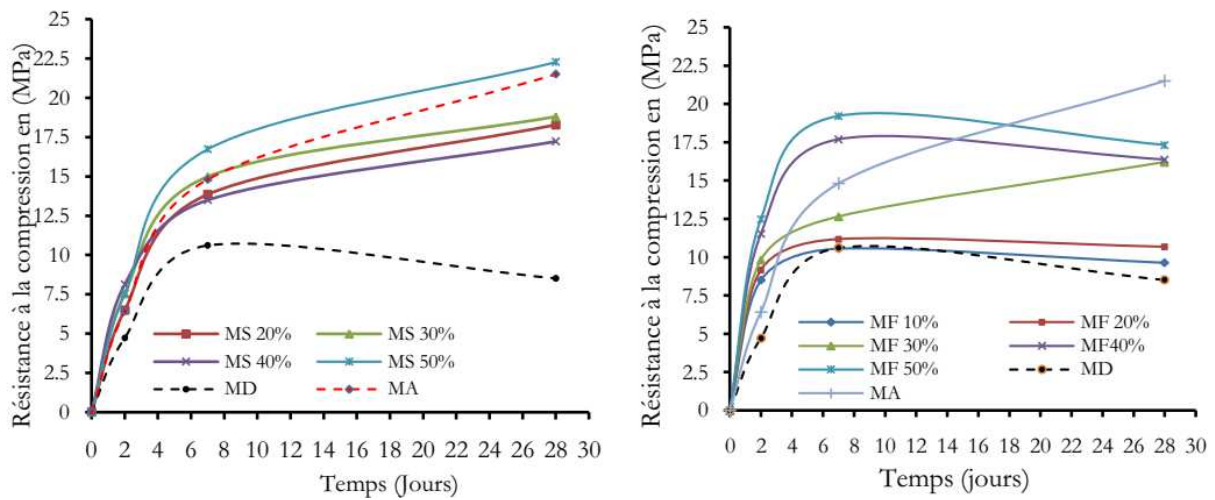


Figure II.15. Résistance à la compression en fonction de la durée de conservation [Abadou et al., 2016]

II.5.1.7. L'utilisation de la poudre de sable de dune dans le béton

L'amélioration des propriétés mécaniques des bétons par l'ajout de la poudrette de sable de dune (DSP) est remarquable ; car les fines sont des particules de l'ordre du micro et peuvent remplacer un pourcentage de ciment. Les chercheurs ont trouvé qu'on peut aller jusqu'à 8% de remplacement de la masse de ciment. Dans ces dosages, elles améliorent la compacité d'une matrice en densifiant l'auréole de transition autour des granulats et dans la masse (effet filler). Cette action accroît les propriétés mécaniques de béton.

L'amélioration des propriétés est sensible dans la masse du béton comme au niveau des granulats. Ces phénomènes ont pour conséquence d'accroître l'adhérence entre les granulats et la pâte de ciment, augmentant à l'extrême le nombre de ruptures intragranulaires. La densification de la matrice cimentaire s'accompagne d'une augmentation du retrait endogène et d'une diminution sensible du retrait de séchage [Guettala et Mezghiche, 2011; Zaitri et al., 2014].

Pour voir l'influence de la poudre de sable de dune dans le béton, Guettala et Mezghiche ont préparé 27 mélanges avec différents pourcentages, (tableau II.5).

Tableau II.5. Proportions du mélange [Guettala et Mezghiche, 2011; Zaitri et al., 2014].

Code de mélange	Eau/Ciment	Module de finesse DSP	Type de ciment	Dosage		
				Clinker	Gypse	DSP*
M1	0.25	-	OPC	95	5	0
M2	0.30	-				
M3	0.40	-				
M4	0.25	3000	95% OPC + 5% DSP	90	5	5
M5	0.25	4000				
M6	0.30	3000				
M7	0.30	4000				
M8	0.40	3000				
M9	0.40	4000				
M10	0.25	3000	90% OPC + 10% DSP	85	5	10
M11	0.25	4000				
M12	0.30	3000				
M13	0.30	4000				
M14	0.40	3000				
M15	0.40	4000				
M16	0.25	3000	85% OPC + 15% DSP	80	5	15
M17	0.25	4000				
M18	0.30	3000				
M19	0.30	4000				
M20	0.40	3000				
M21	0.40	4000				
M22	0.25	3000	80% OPC + 20% DSP	75	5	20
M23	0.25	4000				
M24	0.30	3000				
M25	0.30	4000				
M26	0.40	3000				
M27	0.40	4000				

*DSP : Poudre de sable de dune

Les résultats obtenus sont clairement exposés sur la Figure II.16.

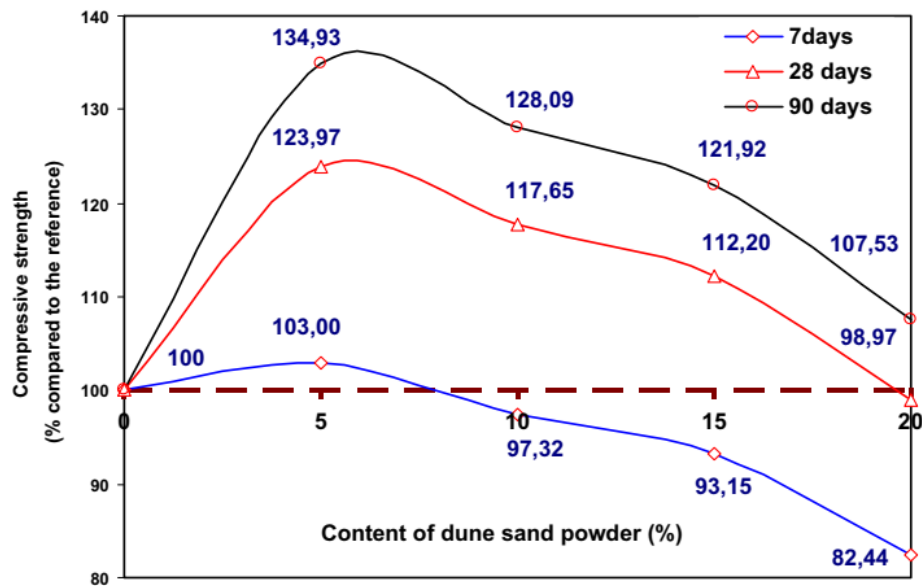


Figure II.16. Effet de la poudre de sable de dune sur la résistance à la compression [Guettala et Mezghiche, 2011; Zaitri et al., 2014].

D'après les résultats, l'étude a montré l'évolution des résistances à la compression en fonction du temps. Pendant les sept premiers jours, les résistances à la compression sont faibles pour tous les échantillons, alors que dans les périodes suivantes, les résistances à la compression augmentent significativement. Cela est dû à la cinétique de la réaction d'hydratation du ciment et de la réaction de la poudre de sable de dune avec la portlandite en fonction du temps.

Le taux de développement de la résistance à la compression de l'OPC (ciment portland ordinaire) à 28 et 90 jours, contre 7 jours, est de 56% et 68% respectivement. Les résistances à la compression des liants à 5 et 20% de la poudre de sable de dune développent un taux égal à 69% pendant 28 jours et de 97% à 90 jours respectivement, ce qui traduit à long terme l'effet chimique joué par la poudre de sable de dune confirmant donc l'activité pouzzolanique.

Les résultats obtenus montrent que la contribution de la poudre de sable de dune d'addition à l'activité de liaison du ciment résulte principalement de trois effets : physique, physico-chimique et chimique.

Ces effets agissent simultanément et de manière complémentaire sur les résistances à la compression des pâtes de ciment :

- Effet physique : amélioration des résistances à la compression par un épaississement des pâtes de ciment.
- Effet physico-chimique : un processus physique produit une activation chimique de l'hydratation du ciment et dépend du contenu et de la finesse de la poudre de sable de dune, qui agit sur l'évolution des résistances à la compression au jeune âge. La présence

de poudre de sable de dune accélère la réaction d'hydratation du ciment. Cet effet d'accélération de la poudre de sable de dune sur l'hydratation combiné à l'effet physique, en raison de leur finesse, peut conduire à des meilleures résistances à la compression à court terme.

- Effet chimique : la chaux provient du ciment Portland est consommée par la réaction pouzzolanique, provoquée par l'addition de poudre de sable de dune au ciment, qui améliore les résistances à la compression des pâtes de ciment à moyenne et surtout à long terme.

Cela permet également de réduire la teneur en ciment pour une résistance et un affaissement donnés. Cette dernière caractéristique est très intéressante d'un point de vue économique puisque le ciment est l'ingrédient le plus coûteux de la composition du béton.

Un autre avantage est qu'il permet au ciment de continuer à développer sa résistance à la compression même après la période de 28 jours.

En ce qui concerne l'influence du rapport Eau / Ciment, nous voyons clairement que la résistance à la compression de toutes les pâtes de ciment durcies, quel que soit leur âge, diminue avec l'augmentation du rapport E/C. Le rapport E/C exerce une grande influence sur la porosité de la pâte de ciment hydratée.

La poudre de sable des dunes peut modifier la structure des pores, réduire le nombre de grands pores et augmenter le nombre de petits. Ce changement est fonction de la finesse ; [plus les particules vont bien et leur rôle est plus efficace]. Les résultats ont montré qu'en augmentant la finesse de 3000 cm²/g à 4000 cm²/g, la résistance à la compression à tous les âges était améliorée de 12%. La résistance à la compression à 5, 10 et 15% de la poudre de sable de dune est supérieure à celle du ciment Portland.

II.5.2 Utilisation du sable de dune dans le domaine routier

II.5.2.1. Introduction

L'utilisation des sables en techniques routières n'est pas récente, les ingénieurs avaient recours à l'utilisation du sable mélangé à un liant hydrocarboné en particulier pour les couches de roulement [Nedjari, 2003].

Nombreuses études ont été faites et un guide pratique d'utilisation routière de sables a été publié par le laboratoire des Ponts et Chaussée en 1998 [Ben Dhia, 1998].

Cependant, les sables de dunes constituent un cas particulier pour lequel les directives et recommandations ne peuvent pas être appliquées sans études spécifiques.

L'utilisation du sable de dune seul ne peut être envisagée malgré la facilité qu'il présente au reprofilage, car sa stabilité de surface est souvent incertaine, ce qui augmente la résistance au roulement et provoque parfois des enlacements [Autret, 1989] Mais il pourrait être mélangé avec d'autres matériaux.

II.5.2.2. Les travaux de MITICHE-KETTAB Ratiba

II.5.2.2.1. Introduction

L'un des premières recherches approfondies sur l'utilisation de sable de dune en Algérie est l'étude conduite par MITICHE-KETTAB [Kettab, 2007] avec l'utilisation de deux types de liants hydrocarbonés et hydraulique pour enrobé les grains de sable de dune.

II.5.2.2.2. Sable de dune aux liants hydrocarbonés

L'étude permettra dans un premier temps de déterminer les teneurs en liant (bitume, Cut Back, émulsion) pour chaque type d'enrobage (à chaud ou à froid) permettant d'obtenir les meilleures performances mécaniques.

Pour voir l'influence des différents ajouts sur les performances mécaniques des mélanges ; plusieurs échantillons sont préparés.

a. Sable bitume (100% SD)

Au début les mélanges sont purement sable de dune bitume et les résultats sont présenté dans les graphes suivants :

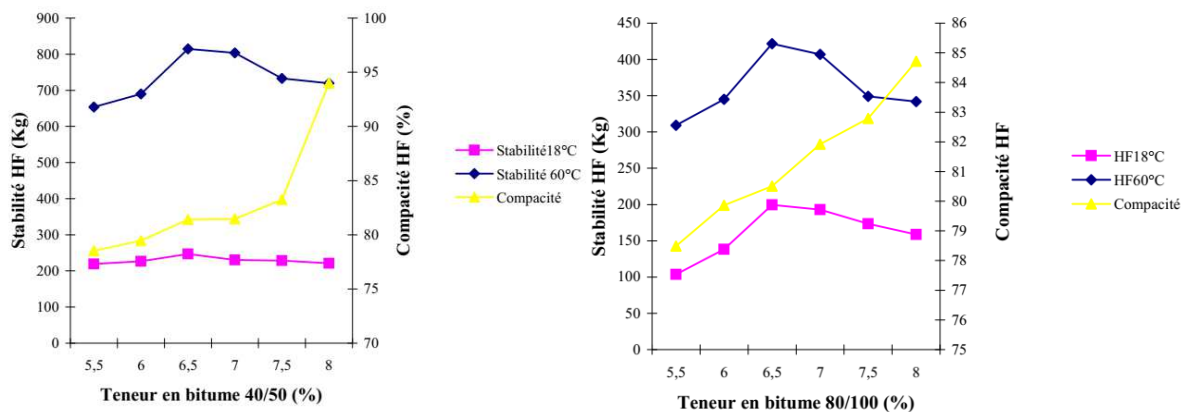


Figure II.17. Influence du type de de bitume sur les performances Hubbard Field. [Kettab, 2007]

Les performances mécaniques des sables bitumes réalisés avec sable de dunes seul (Figure II.17) demeurent faibles malgré des teneurs en liants importantes et quelle que soit la classe du liant. Les stabilités et compacités sont insuffisantes par rapport aux caractéristiques recommandées (stabilité minimale à 60°C = 500 Kg et compacité entre 88% et 95%). Ceci est dû à :

- L'absence de squelette minéral (le liant doit compenser cette défaillance par sa dureté),
- Leur granulométrie serrée (sable homo métrique) empêche un bon arrangement des grains et leur forme arrondie n'offre pas suffisamment d'angularité pour mobiliser le frottement intergranulaire nécessaire.

- Leur faible pourcentage en fines ne permet pas, après malaxage, d'augmenter suffisamment la consistance du liant et par voie de conséquence obtenir un mastic assez dur capable de compenser l'absence de squelette minéral.
- Leur nature minéralogique constituée particulièrement d'insolubles ; la silice est connue par sa faible adhérence au bitume entraînant une faible adhésivité. La solution est l'adjonction au mélange sable de dune-bitume de pulvérulents industriels (généralement de la chaux).

b. Sable bitume (corrigé par un sable de concassage)

La correction de la granulométrie du sable de dune par un autre sable ayant une granulométrie étalée et un pourcentage de fines assez élevé capable de rigidifier le mastic et combler les vides intergranulaires est une solution envisageable.

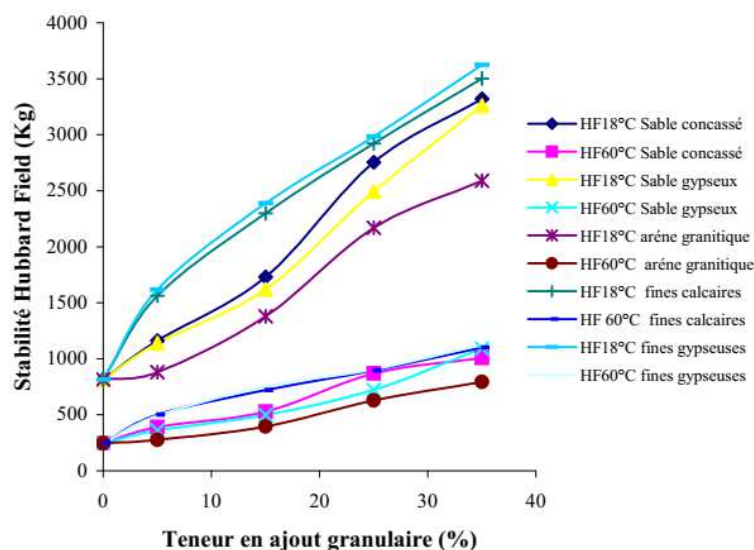


Figure II.18. Influence de l'ajout granulaire sur les stabilités Hubbard Field [Kettab, 2007]

La figure II.18 montre que les performances de sable bitume augmentent avec le pourcentage de sable de concassage ; cela revient selon l'étude à quatre facteurs essentiels :

1. La granularité de ce dernier (plus de 20% d'éléments ont un diamètre supérieur à 2 mm) a pour effet d'approvisionner le sable de dune en éléments grossiers absents dans son squelette ;
2. L'angularité de ses grains mène à un meilleur frottement intergranulaire ; ce qui a pour effet d'augmenter la stabilité de l'enrobé ;
3. Sa richesse en éléments fins (plus de 16,58% d'éléments ont un diamètre supérieur à 0,08 mm) améliore le comportement du mastic bitume/filler en le rigidifiant d'avantage.
4. Sa nature minéralogique (58,82% de carbonates) est favorable à une bonne adhésivité liant granulats vue son affinité aux liants hydrocarbonés. .

c. Sable bitume (corrigé par des ajouts chimiques)

Différents ajouts chimiques ont été utilisés par Ratiba pour améliorer les caractéristiques du sable de dune, on cite par exemple : La chaux, Le ciment, Le laitier, Le plâtre.

La conclusion obtenue après les essais est qu'une teneur en fines élevée, suite à l'adjonction des différents ajouts, augmente la surface spécifique (facteur prépondérant pour la détermination de la teneur en liant) et par conséquent entraîne une teneur en bitume importante nécessaire au bon enrobage.

II.5.2.2.3. Sable de dune au liant hydraulique

L'étude de Ratiba consiste à rechercher une composition de béton de sable ayant comme principales caractéristiques : une résistance mécanique maximale à 28 jours et une maniabilité adéquate pour la mise en place du béton.

a. Béton de sable (100% Sable de dune)

La composition de base sert comme témoin. Elle comporte le ciment, l'eau de gâchage, un adjuvant plastifiant et le sable de dune.

La formulation optimale de béton du sable de dune est présentée dans le tableau II.6.

Tableau II.6. Composition et caractéristiques de la formulation de base [Kettab, 2007]

Dosage des éléments en kg/m ³				Maniabilité (s)	ρ_{th} (kg/ m ³)	ρ_a (kg/ m ³)	R _c (Mpa)		R _t (Mpa)
Ciment	Adjuvant	Eau	Sable				7j	28j	
375	1.5	232.5	1333	9	2222	2084.19	8.03	16.73	1.24

d. Béton de sable de dune (corrigé par un sable de concassage)

Le sable de carrière est employé comme correcteur granulaire à différents pourcentages, Le pourcentage varie entre 10% et 50% par pas de 10%.

Le graphe représentant l'évolution des résistances mécaniques en fonction du dosage en sable correcteur est donné dans la figure II.19.

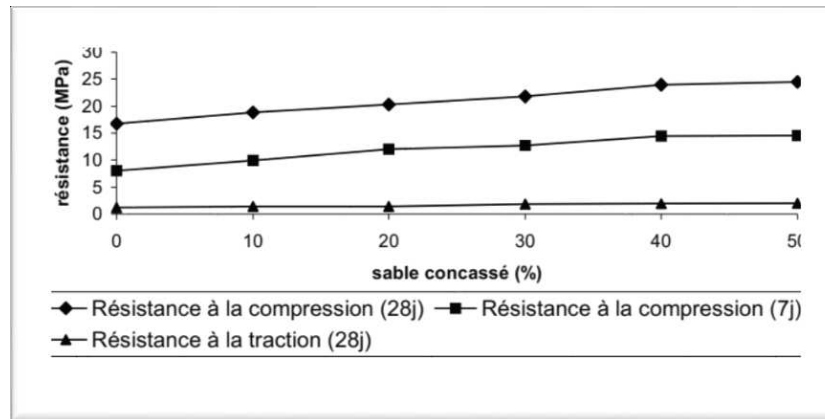


Figure II.19. Influence du dosage en sable concassé sur les résistances. [Kettab, 2007]

Les résultats trouvés montrent que les résistances s'améliorent avec l'augmentation des pourcentages de sable concassé ; l'existence de fines favorise en plus de l'arrangement des grains le contact intergranulaire. De plus, l'aspect anguleux que présentent les grains de sable concassé favorise considérablement le frottement entre grains et améliore de ce fait la cohésion intergranulaire.

e. Béton de sable de dune (modifié à la poudre de caoutchouc)

Les mélanges du sable de dune sont modifiés par ajout de poudre de caoutchouc à différents pourcentages (1, 2, 3 et 4 %).

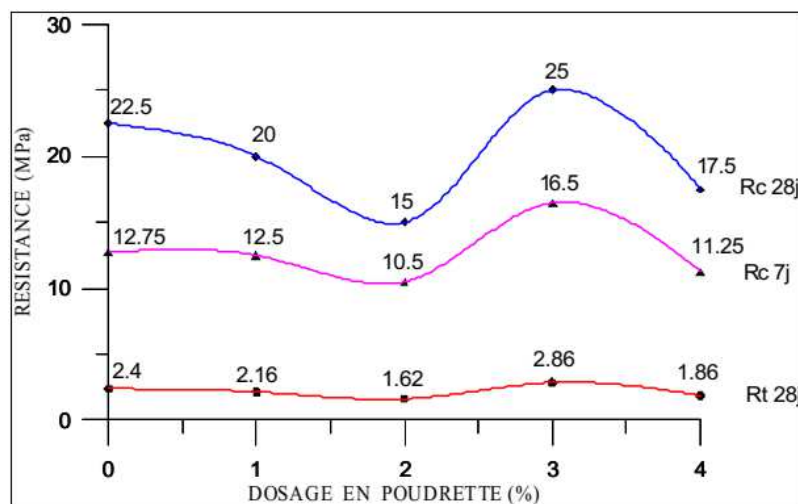


Figure II.20. Influence du dosage en poudre de caoutchouc sur les résistances [Kettab, 2007]

L'ajout de la poudre de caoutchouc améliore la résistance du béton entre 0 et 3% d'ajout suite au réarrangement des grains favorisés par la correction de la granulométrie par les fillers de caoutchouc qui diminuent ainsi le volume des vides et augmentent par conséquent la compacité.

II.5.2.2.4. Conclusion

Pour le liant hydrocarbonés, les recherches ont conduit à ce que la bonne formulation doit être avec un sable correcteur dans les limites raisonnables (20% à 30%) et un liant hydraulique (2 à 4%), pour assurer une bonne fillérisation du mélange et pour obtenir les meilleures caractéristiques, Ainsi que pour le liant hydraulique L'étude expérimentale sur les compositions testées a permis de montrer que les performances du béton de sable de dune rentrent dans les spécifications du béton de structure après incorporation de 50% de sable concassé (0/3), alors que l'apport de gravillons à des pourcentages compris entre 10% et 50% en complément au sable de concassage à 50% a amélioré considérablement les résistances, en résumé la technique a donné des résultats acceptables spécialement dans les mélanges corrigés granulométriquement.

II.5.2.3. Les travaux de GHRIEB Abderrahmane

II.5.2.3.1. Introduction

L'utilisation de sable de dune dans le domaine routier était aussi l'objectif de Ghrieb [Ghrieb, 2014] dans sa thèse de doctorat où il s'est intéressé à la stabilisation des sables de dune étudiés dans le but d'améliorer la compacité des mélanges (sable de dune, filler, ciment), par la correction granulométrique et l'opération de compactage et de rigidifier le matériau stabilisé par l'addition de ciment.

II.5.2.3.2. Sable de dune au liant hydraulique

Ghreib a utilisé trois types de sable de dune (Sable de dune de la région Mosrane (SM), Sable de dune de la région Zaafrane (SZ), Sable de dune de la région El-Amra (SA)) avec la variation de pourcentage de ciment et de correcteur granulaire. Les détails des échantillons et les résultats de la résistance trouvés sont montrés dans le tableau II.7.

Les mélanges sont désignés par SX-PS-PC-PFS, où X représente la source de sable, PS le pourcentage de sable, PC le pourcentage de ciment, et PFS le pourcentage de sable de carrière, respectivement.

Tableau II.7. Résultats de L'essai de compression simple pour les séries SM, SZ et SA [Ghrieb, 2014]

Mélanges de la Série SM	R _{c28} (MPa)	Mélanges de la Série SZ	R _{c28} (MPa)	Mélanges de la Série SA	R _{c28} (MPa)
SM 100-00-0	0,00	SZ 100-00-0	0,00	SA 100-00-0	0,00
SM 90-00-10	0,00	SZ 90-00-10	0,00	SA 90-00-10	0,00
SM 80-00-20	0,00	SZ 80-00-20	0,00	SA 80-00-20	0,00
SM 70-00-30	0,00	SZ 70-00-30	0,00	SA 70-00-30	0,00
SM 98-02-00	0,19	SZ 98-02-00	0,16	SA 98-02-00	0,14
SM 88-02-10	0,28	SZ 88-02-10	0,25	SA 88-02-10	0,18
SM 78-02-20	0,34	SZ 78-02-20	0,33	SA 78-02-20	0,27
SM 68-02-30	0,59	SZ 68-02-30	0,52	SA 68-02-30	0,42
SM 96-04-00	0,56	SZ 96-04-00	0,43	SA 96-04-00	0,34
SM 86-04-10	1,02	SZ 86-04-10	0,66	SA 86-04-10	0,54
SM 76-04-20	1,32	SZ 76-04-20	0,84	SA 76-04-20	0,73
SM 66-04-30	1,95	SZ 66-04-30	1,19	SA 66-04-30	1,02
SM 94-06-00	0,96	SZ 94-06-00	0,92	SA 94-06-00	0,83
SM 84-06-10	1,57	SZ 84-06-10	1,24	SA 84-06-10	1,11
SM 74-06-20	2,55	SZ 74-06-20	1,64	SA 74-06-20	1,51
SM 64-06-30	3,42	SZ 64-06-30	2,11	SA 64-06-30	1,96
SM 92-08-00	1,97	SZ 92-08-00	1,98	SA 92-08-00	1,81
SM 82-08-10	2,92	SZ 82-08-10	2,47	SA 82-08-10	2,36
SM 72-08-20	4,44	SZ 72-08-20	2,81	SA 72-08-20	2,75
SM 62-08-30	5,57	SZ 62-08-30	3,85	SA 62-08-30	3,07
SM 90-10-00	3,87	SZ 90-10-00	3,78	SA 90-10-00	3,51
SM 80-10-10	5,59	SZ 80-10-10	4,88	SA 80-10-10	4,62
SM 70-10-20	7,38	SZ 70-10-20	5,73	SA 70-10-20	5,12
SM 60-10-30	8,86	SZ 60-10-30	6,54	SA 60-10-30	5,71

➤ **Commentaire :**

Ces résultats montrent que la provenance de sable influe d'une façon très significative sur la résistance à la compression. La résistance moyenne en compression des mélanges à base de sable SM (2,30 MPa) est supérieure à celle des mélanges composés de sable SZ (1,75 MPa). Les mélanges constitués de sable SA donnent la résistance moyenne la plus faible (1,59 MPa). Cette différence peut être expliquée par la distinction de la granulométrie pour chaque sable (La granulométrie de sable SM est la plus étalée ; le sable SA est légèrement plus grossier que le sable SZ).

II.5.2.3.3. Conclusion

Les résultats de la recherche de Ghrieb montrent que :

- L'augmentation de la quantité de sable SF ajoutée aux mélanges influe d'une façon très significative sur la résistance en compression. Pour une teneur en ciment égale à 10%, la

correction granulométrique avec 30% de sable SF peut donner un gain de résistance en compression égal à 128% pour le sable SM, 73% pour le sable SZ et de 63% pour le sable SA. Ces valeurs démontrent clairement l'efficacité de sable SF à l'amélioration de la compacité des mélanges et par conséquent leurs résistances en compression.

- L'effet de la provenance du sable de dune sur la résistance en compression devient significatif au-delà de 4% de ciment et de 10% de sable SF. Pour un dosage en ciment supérieur ou égal à 4%, l'addition de sable SF aux mélanges devient plus efficace à l'amélioration de la résistance en compression.

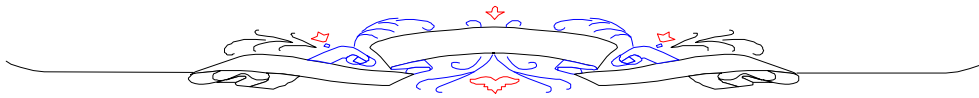
II.5.2.4. Les travaux de Oughanem

Parmi les recherches menées dans cette technique en Algérie, nous citons les travaux de CTPP (Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics) qui ont permis de formuler un sable enrobé présentant les meilleures performances mécaniques à base de sable de dune, [Oughanem, 2003]. Les principaux matériaux composant les mélanges utilisés sont : le sable de dunes, sable alluvionnaire, le sable de concassage 0/3 et le bitume 40/50.

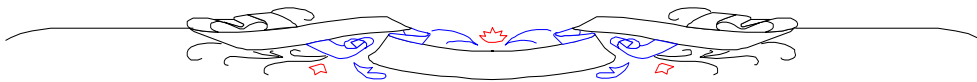
L'essai Marshall a été réalisé à différents pourcentages de sable de dune ajouté aux sables alluvionnaire, Les résultats montrent que la stabilité recommandée sera atteinte pour un ajout de plus de 50% de sable concassé, mais la correction avec du sable concassé peut être envisageable dans la mesure où elle peut se faire dans les limites de 30% au maximum. Pour le sable alluvionnaire, la stabilité recommandée est atteinte à partir de 30% d'ajout de sable concassé. On peut conclure que l'ajout de sable concassé améliore fortement la stabilité.

II.6. Conclusion

Dans cette partie de la recherche bibliographique, on a présenté un aperçu sur le sable de dune en général et les principales propriétés du sable de dune ainsi que son utilisation dans le domaine de construction. Par la comparaison entre le sable de dune et les autres sables (sable de carrière et sable d'Oued), il a été mis en évidence une différence intrinsèque existant entre ces deux types de sable. La forme arrondie des grains de sable de dune et leur nature minéralogique se composant essentiellement d'insolubles sont responsables de la médiocrité de ses performances, par contre les autres sables courants présentent des angularités élevées qui contribuent à la construction d'une structure solide. La disponibilité de sable de dune dans les régions de sud et son coût d'extraction presque nul est incité les chercheurs à trouver des formulations de béton ou de béton bitumineux à base de sable de dune. Les résultats sont très encourageants et ouvrent à ce matériau abandonné une porte vers le domaine de construction et notamment dans le domaine routier, Les chercheurs ont prouvé son utilité comme correcteur de la granulométrie dans le béton ordinaire et le béton à haute performance, la capacité de ses fines à remplacer un pourcentage de ciment et leur positive influence sur le comportement global des couches des chaussées liées avec un liant hydraulique ou hydrocarboné.



FORMULATION DE LA GRAVE-CIMENT



III. FORMULATION DE LA GRAVE-CIMENT

III.1. Introduction

La grave-ciment est un mélange de grave et de ciment ou tout autre liant hydraulique ; la grave-ciment est utilisée dans les travaux de voirie pour la couche d'assise de chaussées. [Wiktionary, 2018]. Comme les autres bétons, elle est composée de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages, des ajouts peuvent être envisagés tels que les adjuvants, les fines, les additions.... etc.

Une bonne GC doit remplir les exigences suivantes :

- Résistance mécanique élevée ;
- Imperméabilité à l'eau ;
- Bonne mise en œuvre (facile à couler) et
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment, des agrégats ;
- Le dosage (quantité de ciment) et
- Un bon mélange (homogénéité).

Le but de nos essais est de déterminer le mélange optimal des matériaux pour formuler la Grave Ciment (GC).

La formulation de la Grave-Ciment passe par plusieurs étapes importantes :

1. L'identification des matériaux utilisés.
Les essais consistent à déterminer les caractéristiques de l'ensemble des matériaux rentrant dans le mélange de la Grave-Ciment, tel que le Gravier de carrière, le ciment et l'eau. Pour bien identifier notre matériau, trois types d'analyse sont importants : Les analyses chimiques, les analyses physiques, et les analyses mécaniques.
2. La recherche d'une meilleure granulométrie du gravier en déterminant le ratio de chaque fraction pour obtenir une courbe granulométrique qui s'insère bien dans le fuseau spécifique de la Grave-Ciment.
3. La détermination de la teneur en ciment afin de trouver le pourcentage de ciment adéquat. L'essai consiste à déterminer par la mesure de la résistance les deux éléments suivants : le pourcentage du ciment et le pourcentage de sable de dune ajouté. Deux essais sont effectués avec deux types d'échantillons ; le premier essai est l'écrasement

des éprouvettes cylindriques par la presse, 30 éprouvettes (16*32) cm sont coulées et conservées pendant 28 jours, et le second essai est l'essai de traction.

4. Les essais de traction par flexion sur des échantillons prismatiques (Grave-Ciment/ Sable de Dune) avec la variation des pourcentages de ciment dans la plage de 4 % à 12% par pas de 2% (en pourcentage pondéral). Un total de 50 échantillons a été préparé et testé pour cet essai.

N.B : le critère visé pour l'optimisation de la GC est la résistance mécanique.

III.2. Identification des constituants

III.2.1. Ciment

Le choix du type de ciment est fonction, en particulier, des propriétés liées aux dispositions constructives (exothermie, retrait, résistance au jeune âge) et du type d'actions environnementales auquel la grave ciment est soumise (gel dégel, solutions salines, etc.). La formulation de la Grave-Ciment ne demande pas un type spécifié du ciment car la résistance voulue n'est pas élevée. Le ciment standard utilisé dans le secteur de bâtiment satisfait les exigences de la GC ; les classes de résistance des ciments les plus utilisées pour la formulation d'une GC, sont : CEM I, CEM II ou CEM III (Elmatine, Elchamel, Elmohtaref), conformément à la norme [NF EN 197-1, 2012].

Nous avons utilisé le ciment dont la classe de résistance est 42.5 conformément à la norme NF EN 196-1 le CPJ CEM II/B. Les caractéristiques du ciment de la GC sont données dans Le Tableau III.1 [NF EN 196-1, 1995].

III.2.1.1. Analyse chimique et minéralogique du ciment

L'analyse chimique réalisée au laboratoire de la cimenterie de Msila a donné les résultats récapitulés dans le tableau III.1.

Tableau III.1. Composition chimique du ciment utilisé

Type de ciment	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Cl	L.O.I
CPJ CEM II/B 42.5	17.49	4.51	3.02	62.78	2.15	2.38	0.05	0.64	0.02	8.1

La composition minéralogique du clinker a été déterminée en utilisant la formule de BOGUE [Neville, 2000] qui permet d'estimer la proportion de chaque phase du ciment à partir de sa composition chimique pondérale, (tableau III.2) :

Tableau III.2. Composition minéralogique du ciment

Type de ciment	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
CPJ CEM II/B 42.5	55.41	13.65	2.25	14.83

III.2.1.2. Caractérisation physique du ciment

Les résultats de caractérisation physique du ciment sont regroupés dans le tableau III.3. Les Masses volumiques absolues ont été déterminées à l'aide d'un densimètre le Châtelier en utilisant l'essence de térébenthine. Les surfaces spécifiques Blaine ont été déterminées par le perméabilimètre de Blaine [NF EN 196-6, 2012] dont le principe est de déterminer le temps mis par l'air pour traverser une certaine quantité de poudre. La consistance normale des pâtes de ciment a été suivie par l'appareil de Vicat. [NF EN 196-3, 2017]

Tableau III.3. Propriétés physiques du ciment.

Type de ciment	CPJ CEM II/B 42.5
Masse volumique apparente [NF P18-555, 1990] (kg/m ³)	1030
Masse volumique absolue [NF P18-555,1990] (kg/m ³)	3060
Surface spécifique du ciment (cm ² /g)	3242
Consistance normale [NF EN 196-3, 2017] (%)	28.03
Début de prise (min)	2 h 06
Fin de prise (min)	3 h 05

III.2.1.3. Caractérisation mécanique du ciment

Les résultats mécaniques de résistances à la compression et à la traction du ciment sont donnés au tableau III.4 :

Tableau III.4. Caractéristiques mécaniques du ciment.

Type de ciment	CPJ CEM II/B 42.5	
Temps (jours)	02	28
Résistance à la compression (Mpa)	23.1	50.3
Résistance à la traction (Mpa)	4.8	9

III.2.2. L'eau de gâchage

L'eau a une place prépondérante dans la préparation de la GC et son rôle apparaît d'autant plus important que sa quantité peut modifier la constitution même du béton.

En effet, l'eau que l'on introduit dans le béton lors de son gâchage remplit deux fonctions : une fonction physique qui confère à la GC la maniabilité et le temps d'exécution et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation.

Une petite quantité d'eau suffit pour hydrater le ciment contenu dans la GC et lui apporter ses qualités de résistance. Mais l'eau est également présente, de manière presque excédentaire, pour obtenir une bonne maniabilité de la GC nécessaire à sa mise en place sur chantier.

L'eau de gâchage peut avoir plusieurs origines ; seule l'eau potable est présumée conforme aux exigences de la norme NF EN 1008 (NF EN 1008, 2003] et convenable pour la fabrication de la GC.

Les autres, comme l'eau récupérée de la fabrication de bétons, eau d'origine souterraine, eau naturelle de surface et eau de rejet industriel, eau de mer et eau saumâtre, doivent être soumises à des essais de contrôle préliminaire ainsi que les essais chimiques et mécaniques.

III.2.3. Sable de dune :

Le sable de dune utilisé provient de la région de Djelfa (El-Mesrane commune de Hassi Bahbah Figure III.1) ; il est choisi sur la base de sa disponibilité et son abondance dans la région.

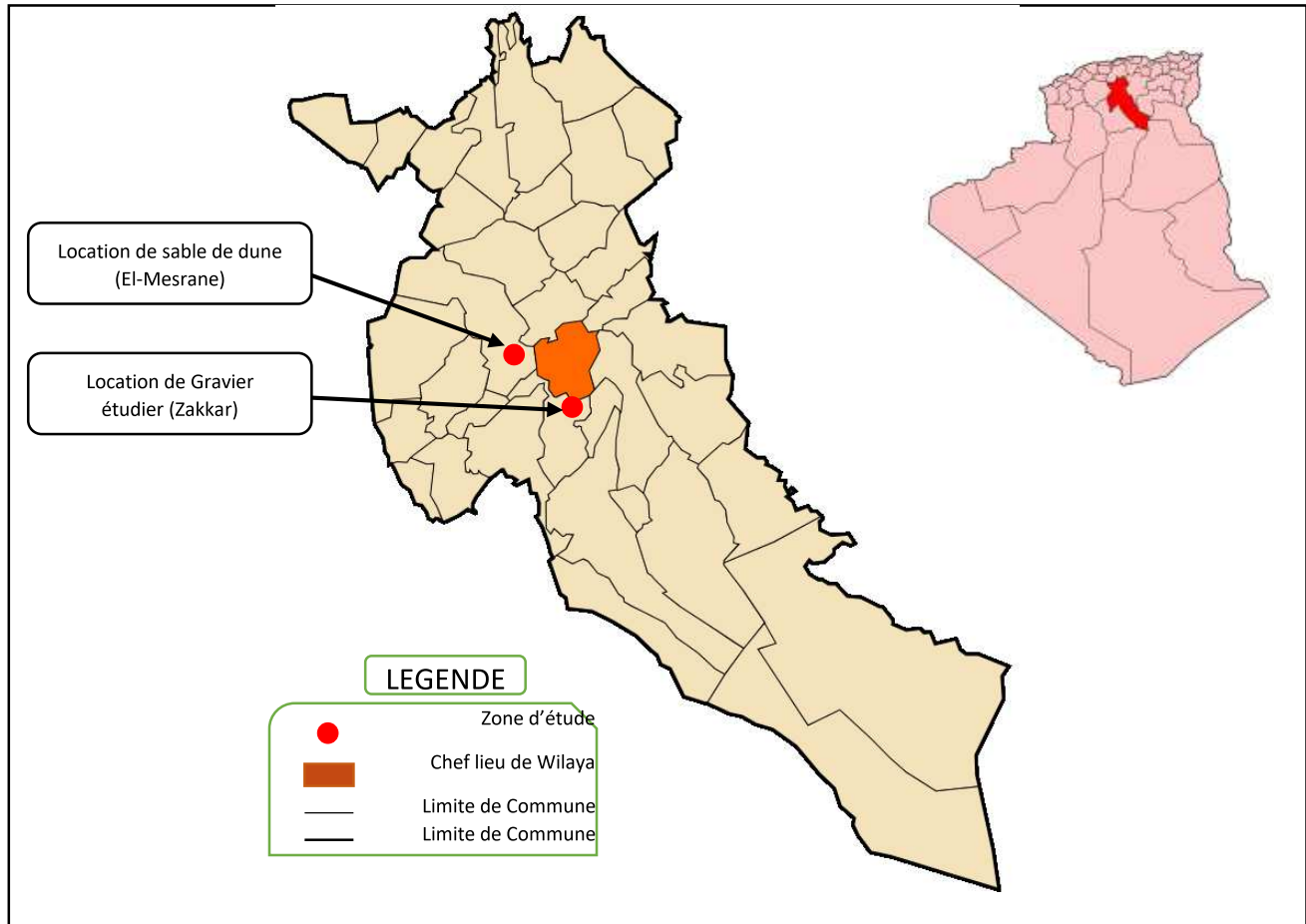


Figure III.1. Localisation du sable de dune et du Gravier Concassé

III.2.3.1. Analyse des propriétés physiques

L'analyse des caractéristiques physiques du sable de dune est une étape primordiale pour identifier notre matériau. Pour cela, on a suivi les recommandations du GTR « guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme » [GTR, 2000].

III.2.3.1.1. Teneur en eau naturelle

Avant de soumettre le sable de dune aux essais, il est nécessaire de connaître sa teneur en eau naturelle « ω_n ». L'essai est simple ; il suffit de mettre le sable dans l'étuve à 105°C pendant 24h.

La moyenne de teneur en eau naturelle trouvée est de **1.6%**

III.2.3.1.2. Masse volumique

a. Masse volumique apparente

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules.

- L'essai est répété 5 fois pour un volume d'un litre et la moyenne de ces essais donne la valeur de la masse volumique apparente.

La valeur moyenne obtenue est : **1.30 g/cm³**

b. Masse volumique absolue

La masse volumique absolue « ρ_s » est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains.

Le densimètre de Le Châtelier a été utilisé pour la mesure de la masse volumique absolue de sable de dune étudié. Connaissant la masse du densimètre rempli d'eau jusqu'au trait repère soit (M_1), on introduit l'échantillon étudié, jusqu'à ce que le niveau de l'eau soit dans la partie de la graduation supérieure. On le pèse soit (M_2) et on note le volume soit (V).

$$\text{D'où la masse volumique: } \rho_s = \frac{M_2 - M_1}{V} \quad (\text{III.1})$$

La valeur moyenne obtenue est : **2.67 g/cm³**

III.2.3.1.3. Compacité et porosité

La compacité et la porosité du sable sont des caractéristiques importantes pour notre étude, car ces caractéristiques influent directement sur la résistance de matériau ; un matériau bien compacté et moins poreux donne de bonnes performances.

On peut trouver la porosité et la compacité par la relation suivante :

$$P(\%) = \left(1 - \frac{\rho_{app}}{\rho_{abs}} \right) \times 100 \quad \text{et} \quad C(\%) = 100 - P(\%) \quad (\text{III.2}), (\text{III.3})$$

$$P(\%) = 51.31$$

$$C(\%) = 48.69$$

On remarque que le sable de dune présente une forte porosité (de l'ordre de 50%). Pour cette raison l'utilisation de sable de dune seul n'est pas envisageable et par conséquent le sable de dune est utilisé comme correcteur granulaire.

III.2.3.1.4. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet, à l'aide de différents tamis, de déterminer précisément la composition d'un matériau afin d'en déduire ses caractéristiques mécaniques. Elle permet également de vérifier un matériau élaboré en carrière, en comparant sa courbe granulométrique avec le fuseau de prescription correspondant. Cette analyse se fait en laboratoire.

Les informations que fournit l'analyse granulométrique permettent de savoir dans quels types de tâches employer les matériaux analysés. [Wikip, 2018]

Dans le secteur des travaux routiers, pour une classification des matériaux selon le « Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme » [GTR, 2000], la distribution granulométrique constitue le premier paramètre d'entrée dans les tables de classification. Dans cette étude, les courbes granulométriques des sables étudiés ont été établies à l'aide d'un essai granulométrique par tamisage.

Cet essai normalisé nous permet de déterminer la répartition des grains de sable suivant leurs grosseurs [NFP 94-056,1996]. Cette répartition est traduite par les courbes granulométriques de la figure III.2.

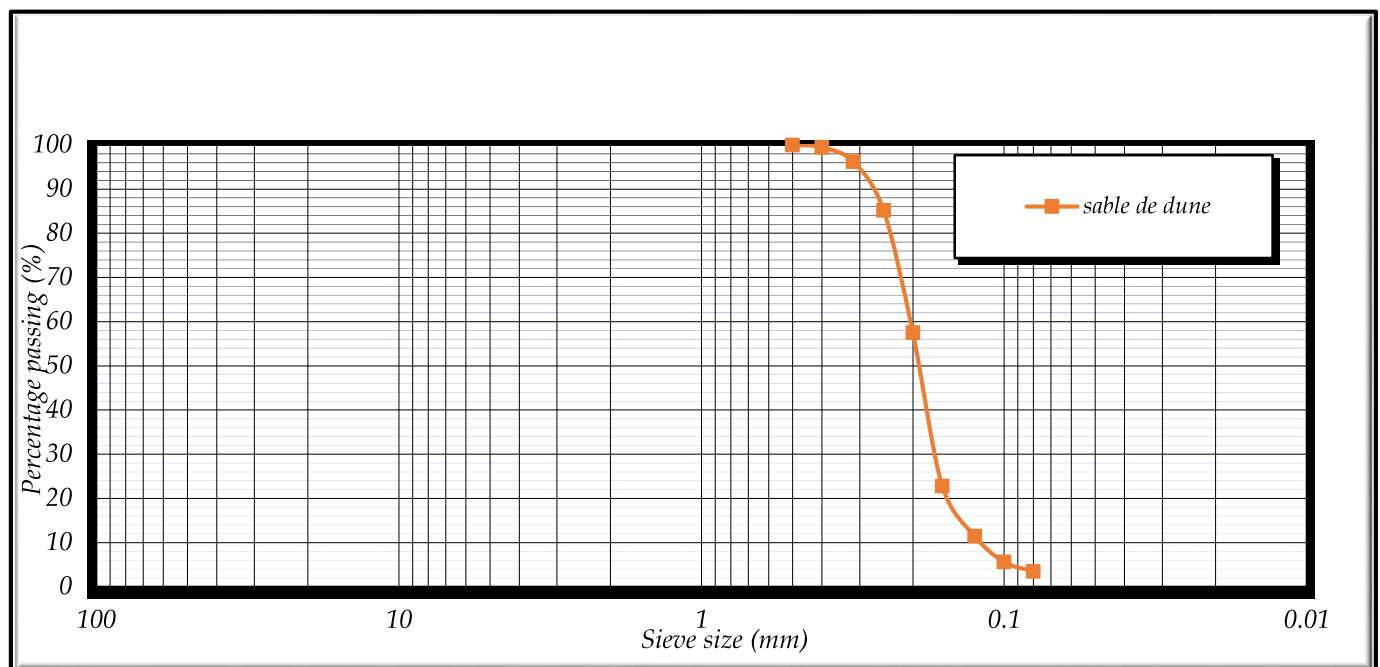


Figure III.2. Courbe granulométrique de sable de dune

➤ **Interprétation :**

D'après les courbes granulométriques, on remarque que la granulométrie correspondant de sable de dune est serrée et varie entre le tamis 0.5 et le tamis 0.08 plus un pourcentage des éléments très fins.

On distingue en général trois catégories de sables :

- **Grossier** : plus de 20 % des éléments sont supérieurs à 2 mm et plus de 50 % des éléments supérieurs à 80 microns sont compris entre 0.5 et 5 mm.
- **Moyen** : moins de 20 % des éléments sont supérieurs à 2 mm et plus de 50 % des éléments supérieurs à 80 microns sont compris entre 0.2 et 2 mm.
- **Fin** : plus de 75 % des éléments supérieurs à 80 Microns sont inférieurs à 0.5 mm.

Tableau III.5. Granularité de sable étudié.

Granularité (0/D)	0/0.5 mm
Pourcentage des passants à 80 µm	3.45
Pourcentage des Passants à 2 mm	100
Pourcentage des grains sup à 80 µm et inf à 0.5 mm	100

On remarque que 100% d'éléments sont inférieurs à 0,5 mm, donc **le sable est fin**.

b. Module de finesse

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion ; le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (M_f)

Le module de finesse est d'autant plus petit que le granulat est riche en éléments fins. Il est égal au $1/100^e$ de la somme des refus cumulés exprimée en pourcentages sur les tamis de la série suivante : 0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5 mm [EN 12620, 2008]

$$M_f = \frac{1}{100} \sum \text{Refus cumulés en \% des temis} \{0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.50 - 5\} \quad (\text{III.4})$$

Le Modules de finesse des sables étudiés est égal à **1.85**

Les valeurs de module de finesse des sables étudiés confirment le manque de grains moyens et grossiers.

III.2.3.1.5. Equivalent de sable

L'équivalent de sable [NF EN 933-8/IN1, 2015] est utilisé de manière courante pour évaluer la propreté de sables utilisés pour la composition du béton. L'essai consiste à séparer les particules

fines contenues dans le sol des éléments sableux plus grossiers ; une procédure normalisée permet de définir un coefficient d'équivalent de sable qui quantifie la propreté du sable.

Les résultats sont donnée dans le tableau III.6.

Tableau III.6. Propreté du sable de dune.

Type d'essai	ESV	ESP
Résultat	74 %	71 %

A partir des résultats obtenus, on peut conclure que le sable étudié est propre ($70\% \leq ES \leq 80\%$).

III.2.3.2. Analyse chimique

L'analyse chimique [NF EN 1744-1+A1, 2014] a pour but de déterminer le pourcentage des éléments chimiques et matières organiques dans le sable de dune.

III.2.3.2.1. Nature des sables utilisés

L'élément principal qui forme le sable de dune est la silice qui présente plus de 90% de l'ensemble ; notre sable de dune est siliceux avec une teneur en silice égale à **96.13 %**.

III.2.3.2.2. Valeur au bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques. Les autres argiles (Illites et Kaolinites) sont peu sensibles au bleu.

La valeur au bleu trouvée est : **VBM=0.08**

Selon le GTR [GTR, 2000] et d'après la valeur au bleu de méthylène trouvée, le sable est placé dans le groupe des sols sableux (Figure III.3).

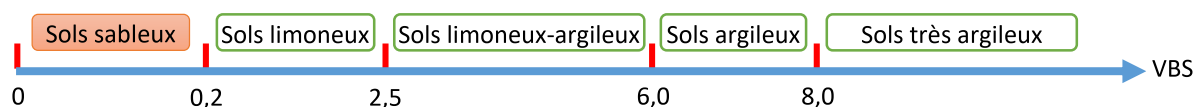


Figure III.3. Classification du sol selon VBM

III.2.3.2.3. Teneur en matières organiques

La détermination de la teneur en matières organiques est très importante car ces dernières influent fortement sur le comportement du mélange ; les matières organiques sont des débris végétaux ou bien micro-organiques.

La détermination de la teneur pondérale en matières organiques se fait par la méthode chimique [NF P 94-055, 1993].

Le sol est considéré comme organique lorsque la teneur en matières organiques dépasse les 3%.

La teneur en matières organiques de sable de dune est égale à **1.15%** ; le sable n'est pas organique .

III.2.3.2.4. Teneur en sulfates

Les sables peuvent contenir de faibles quantités de sulfates et de sulfures sous réserve que leur teneur en soufre total n'excède pas 0,4 % en masse. La teneur en sulfates (SO_3) doit être inférieure à 0,2 %. On la détermine si S est supérieure à 0,08 %.

Les sulfures présents dans les granulats peuvent en s'oxydant se transformer en sulfates qui risquent de générer des phénomènes de gonflement. Il faut donc limiter la teneur en soufre pour se prémunir de ce phénomène. Les sulfates peuvent perturber la prise et les actions des adjuvants d'où la nécessité de limiter leur teneur dans le béton

Des petites **traces de sulfate** sont trouvées dans notre sable de dune

Selon la norme NF P 18-011 [NF P 18-011, 1992], Le sable est classé non agressif (figure III.4).

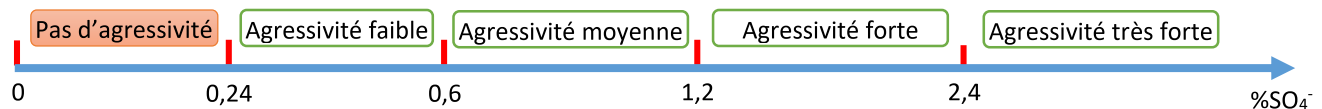


Figure III.4. Classification du sol selon la teneur en sulfate référence

III.2.3.2.5. Teneur en NaCl

La teneur en NaCl ou bien le chlorure influe directement sur d'hydratation du ciment. Pour cela, le pourcentage de NaCl ne peut pas dépasser le 1%, [NF P 18-011, 1992].

La Teneur en chlorures est de **0.8%**, alors le sable n'est pas agressif.

III.2.3.3. Nature minéralogique de sable de dune

La connaissance de la nature minéralogique de matériaux donne une vue très claire sur leur comportement. L'analyse par diffraction des rayons X est basée sur le principe que chaque corps cristallin produit un spectre ou diffractogramme X, qui reflète sa structure interne et la nature des minéraux [NF EN 13925-1, 2003].

Le sable de dune a été testé par le DRX et les résultats de ces analyses sont présentés dans la figure III.5

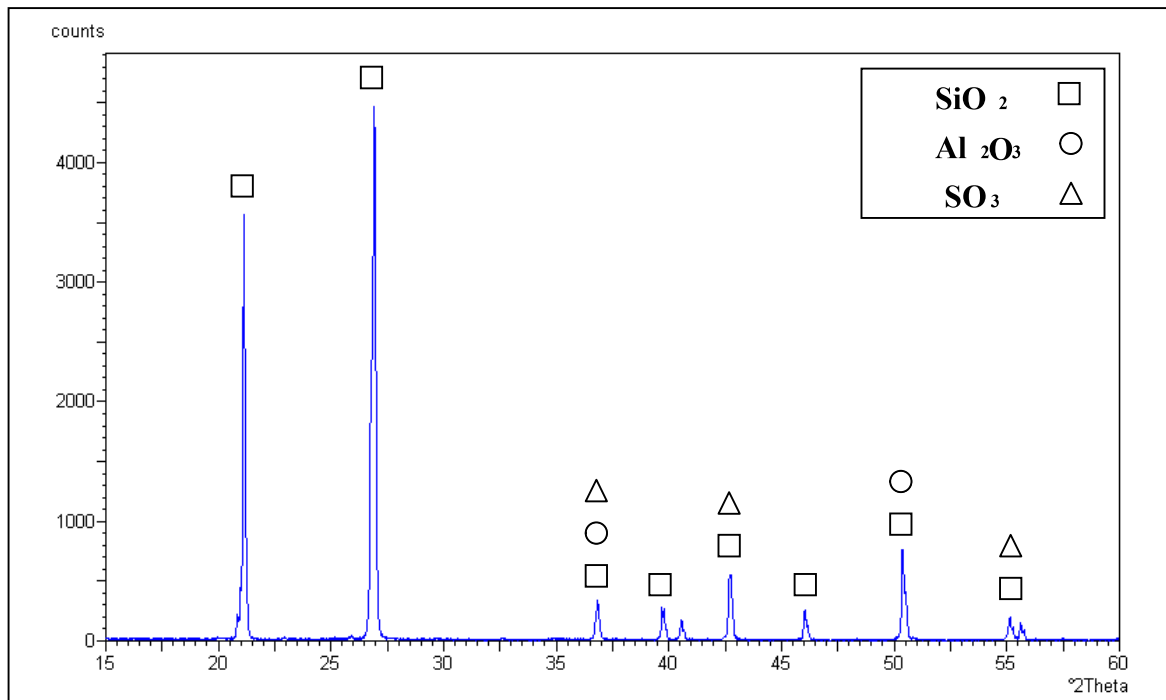


Figure III.5. Analyses diffractométrique de sable de dune

L'essai DRX montre la nature siliceuse (SiO_2) de sable de dune avec une teneur en silice égale à 96.13 % et une petite portion d'alumine Al_2O_3 (1.36%) et de trioxyde de soufre SO_3 (2.51%).

III.2.3.3. Classification de sable étudié selon le GTR

Afin de bien classer notre sable de dune dans la gamme des sols, on a utilisé le guide de classification des matériaux routiers [GTR,2000] ; le classement a été fait sur la base des résultats ultérieurs. Du point de vue granulométrique, le sable étudié se classe comme sol fin, assimilé aux classes D_1 , B_1 ou B_2 , définies comme des matériaux dont le diamètre maximal est inférieur à 50 mm, dont la proportion des fines est inférieure à 12%, et dont le pourcentage des passants à 2 mm est supérieur à 70 %. Selon la valeur de bleu méthylène, le sable étudié appartient à la classe D_1 (Figure III.6).

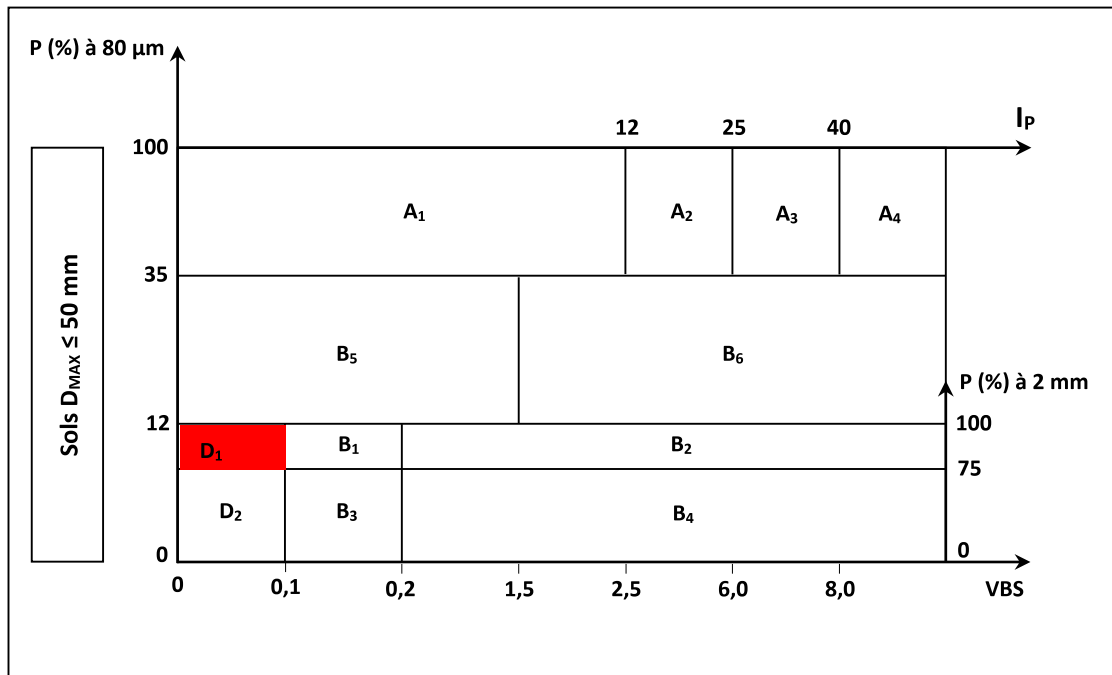


Figure III.6. Classification du sable étudié [GTR 2000]

III.2.4. Granulats

Les granulats ordinaires sont utilisés pour confectionner la grave-ciment et ils représentent plus des trois quarts du volume de la GC. Ils jouent un rôle primordial de remplissage et de support et doivent être par conséquent chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Les formations géologiques à partir desquelles il est possible de produire des granulats peuvent être d'origine détritique (essentiellement alluvionnaire), sédimentaire, métamorphique ou éruptive. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

Compte tenu des faibles dosages en eau des GC, il convient de privilégier des granulats peu poreux afin de limiter l'absorption d'eau par les granulats, pour favoriser le maintien rhéologique du béton [NF P 98-116, 2000]

Pour la grave-ciment, le granulat idéal doit être concassé, propre, de forme cubique, à angularité réduite et contenant le moins possible de particules plates ou allongées du fait de la faible résistance au plan de fissuration de ces dernières [NF P 98-114, 1992].

D'une manière générale, on doit utiliser des granulats de bonne qualité du point de vue rhéologique ; cela assure une bonne adhérence entre les gros granulats et la matrice cimentaire.

Le critère de la résistance des granulats est valable lorsqu'une résistance à long terme de la Grave-Ciment est nécessaire. La propreté des granulats, l'absence de poussières adhérentes et

l'uniformité de la granulométrie sont essentielles ; la durabilité des gros granulats est aussi indispensable lorsque la couche de la GC est exposée à des cycles de gel-dégel.

Par ailleurs, l'utilisation de très gros granulats est acceptable, on a intérêt à utiliser un gros granulat ayant un diamètre maximal inférieur à 31.5 mm.

Dans notre étude, nous avons utilisé le gravier de fraction (0/12) qui permet d'avoir des échantillons homogènes et d'éviter le phénomène de deux granulats superposés vis-à-vis de l'épaisseur de la couche de GC (entre 4 et 5 cm).

III.2.4.1. Analyse granulométrique des granulats

Les courbes granulométriques du granulat et du fuseau limite sont montrées sur la figure III.6 selon la norme NF EN 933-1 [NF EN 933-1, 1997]. D'après la figure III.7, on remarque que les granulats utilisés dans notre étude sont des granulats à granulométrie continue.

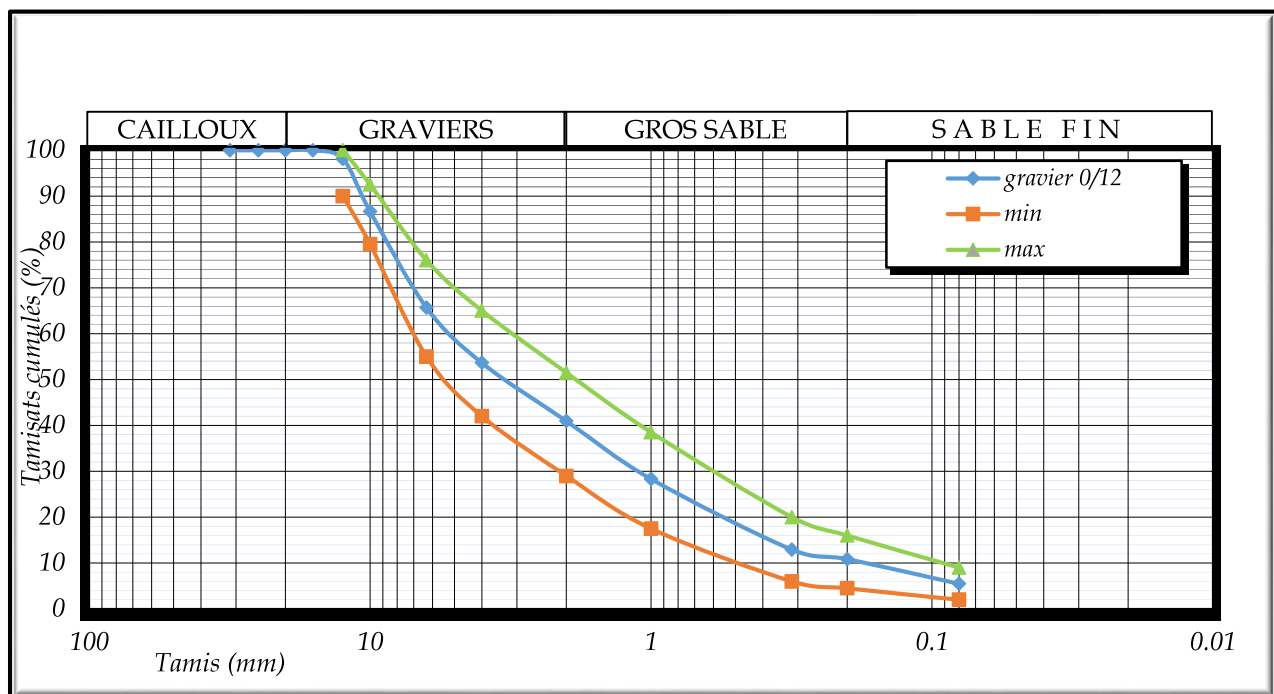


Figure III.7. Courbe granulométrique et fuseau granulaire limite de la GC

La courbe granulométrique s'insère parfaitement dans le fuseau granulaire, les graviers sont donc conformes aux normes.

III.2.4.2. Caractérisation physico-mécanique des granulats

Les graviers utilisés dans ce travail sont des graviers calcaires concassés provenant d'une carrière locale dans la région de Djelfa (Zakkar) ; La fraction granulaire utilisée est 0/12.

Pour vérifier l'utilisabilité des granulats dans la Grave-Ciment, des essais physico-mécaniques sont réalisés sur le gravier pour vérifier les exigences des propriétés des granulats. (tableau III.7)

Les résultats sont regroupés dans le Ces résultats sont cités au tableau III.8. .

Tableau III.7. Propriétés exigées des granulats

NORME	Nature des essais	EXIGENCES	
EN 1097-6	Granulats-Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux.		
EN 1097-6	Granulats-Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables.		
EN 933-1	Granulats-Analyse granulométrique par tamisage.		
EN 1097-2	Granulats-Essai Los Angeles.	LA	≤ 30
EN 1097-1	Granulats-Essai d'usure micro-Deval.	MDE	≤ 25
EN 933-3	Granulats-Détermination du coefficient d'aplatissement.	FL	
EN 933-8	Granulats-Evaluation des fines, équivalent de sable.	SE	≥ 50%
EN 933-9	Granulats-Partie 9: Essai au bleu de méthylène.	MB	≤ 2.5g
EN 933-5	Angularité (I_c)	I_c	≥ 30%
P 18-586	Granulats-Mise en évidence de matières organiques par colorimétrie.		< 0.2%

Tableau III.8. Propriétés physico-mécaniques des granulats.

Classe granulaire	0/12
Masse volumique apparente (kg/m ³) [NF P18-555, 1990]	1311
Masse volumique absolue (kg/m ³) [NF P18-555, 1990]	2615
Degré d'absorption (%) [NF EN 1097-3,1998]	0.32
Porosité e(%) [NF EN 1097-3,1998]	40
Teneur en eau (%) [NF EN 1097-5, 2008]	0.67
Module de finesse [NF EN 933-1, 1997]	2.21/3.918
Equivalent de sable (%) [NF P 18-598,1991]	98
Coefficient Los Angeles (%) [NF P 18-573,1990]	24
Micro Deval (%) [NF P 18-572,1990]	20.5

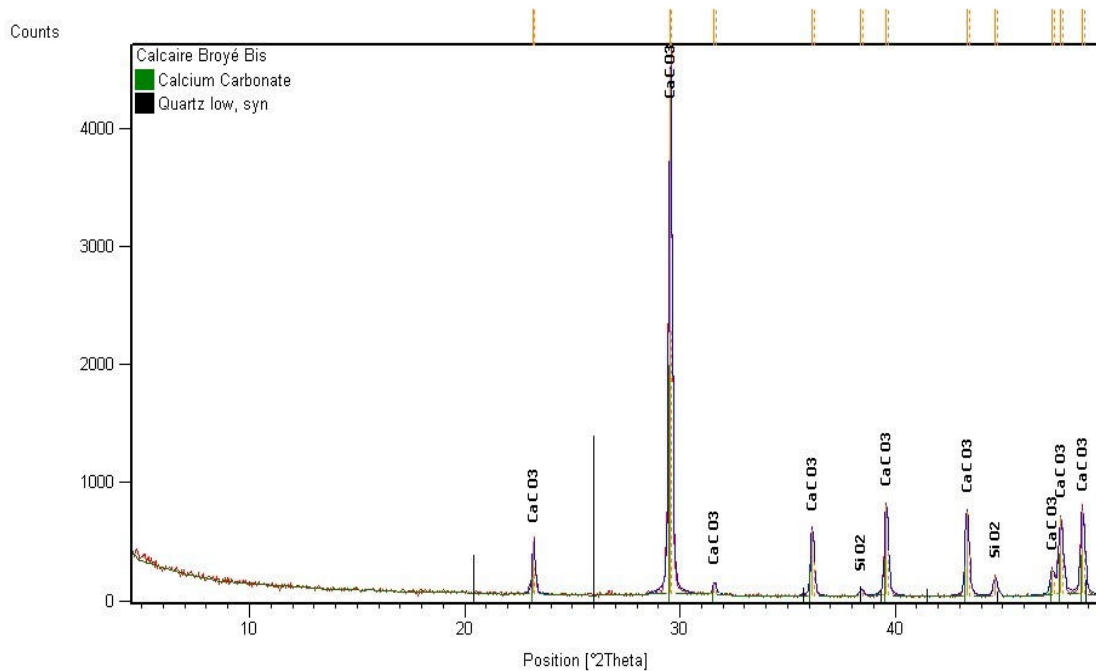
Selon les normes, le gravier concassé remplit toutes les conditions et est donc acceptable pour le mélange de la Grave-ciment.

III.2.4.3. Composition chimique et minéralogique

L'analyse de DRX a été réalisée également sur le gravier concassé pour détecter les principaux éléments chimiques qui constituent ce matériau. Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.9. et la figure III.8.

Tableau III.9. Composition chimique du gravier

Les éléments chimiques	Sulfate SO_4^-	Chlorures (Cl^-)	Carbonate $CaCO_3$
Pourcentage %	0.33%	1.92%	80.23%

**Figure III.8.** Analyse diffractométrique du granulat

Le principal constituant est le carbonate de calcium avec un pourcentage de 80% ; le gravier est calcaire. Nous remarquons aussi la présence de quelques autres minéraux comme le Chlorure (Cl^-) et le sulfate (SO_4^-) avec de faibles pourcentages.

III.3. Formulation de la Grave Ciment

III.3.1. Plan d'essais du mélange GC

La figure III.9 présente le plan d'essais du mélange GC.

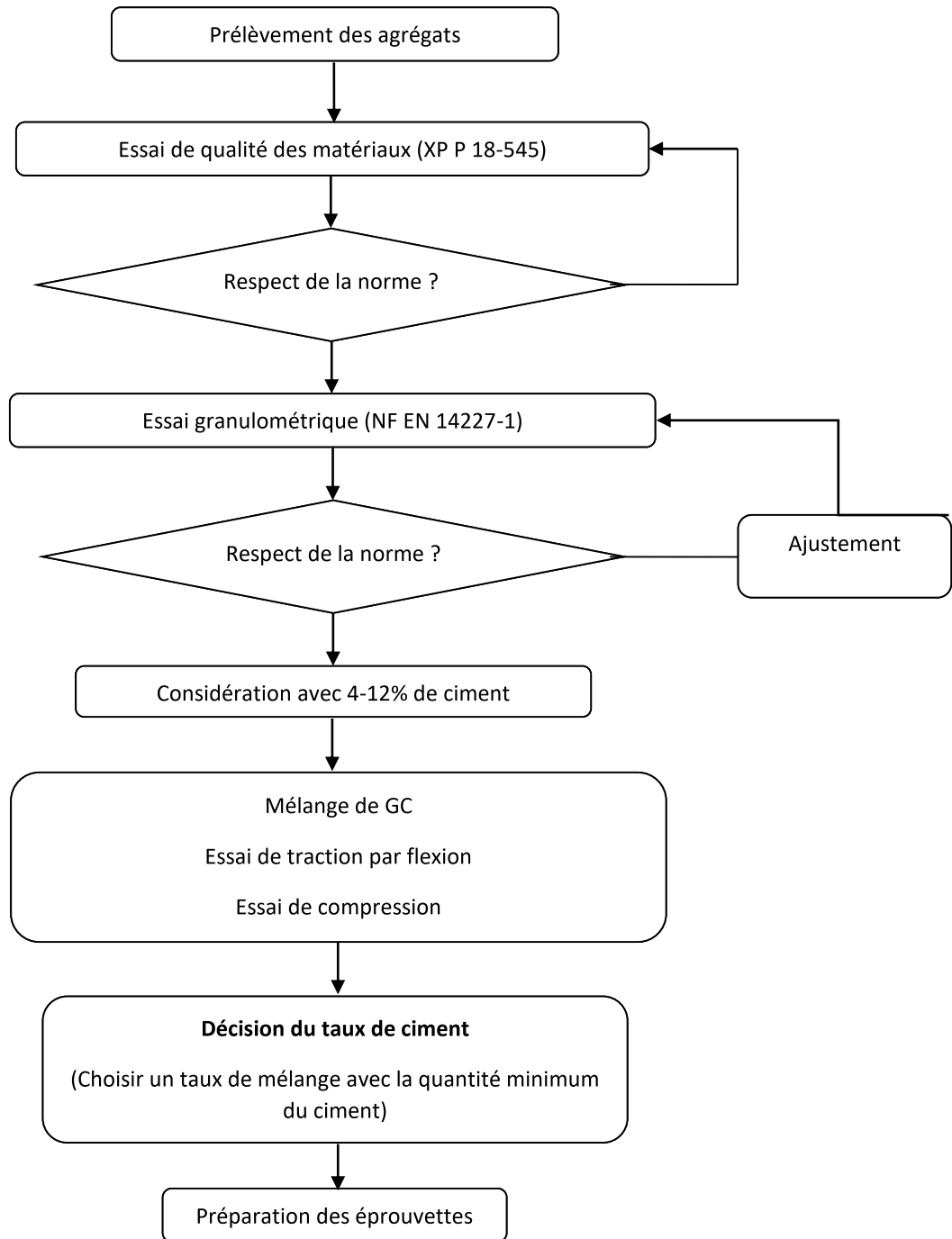


Figure III.9 Plan d'essais des mélanges

III.3.2. Préparation des mélanges

Le dosage en ciment varie de 0 à 12% avec un pas de 2% en pourcentage pondérale et celui du sable de dune (SD) de 0 à 30% avec un pas de 10%. Ce qui nous permet d'étudier l'influence de l'addition de ciment et SD sur les performances physiques et mécaniques de la GC.

Le nombre de mélanges à examiner pour cette étude est de 24. Les détails des proportions des mélanges sont donnés dans le tableau III.10.

Les mélanges sont dénommés par GC PC-PSD ; PC représente le pourcentage de ciment, et PSD représente le pourcentage de sable de dune.

Tableau III.10. Proportions des mélanges

Mélanges	% de Gravies 0/12	% de ciment	% de sable de dune
GC 00-00	100	0	0
GC 04-00	96	4	
GC 06-00	94	6	
GC 08-00	92	8	
GC 10-00	90	10	
GC 12-00	88	12	
GC 00-10	90	0	10
GC 04-10	86	4	
GC 06-10	84	6	
GC 08-10	82	8	
GC 10-10	80	10	
GC 12-10	78	12	
GC 00-20	80	0	20
GC 04-20	76	4	
GC 06-20	74	6	
GC 08-20	72	8	
GC 10-20	70	10	
GC 12-20	68	12	
GC 00-30	70	0	30
GC 04-30	66	4	
GC 06-30	64	6	
GC 08-30	62	8	
GC 10-30	60	10	
GC 12-30	58	12	

III.3.3. Détermination des paramètres de compactage

La densité apparente finale d'un sol compacté dépend de la nature de celui-ci, de la teneur en eau et de l'énergie de compactage. Le compactage permet de resserrer la texture du sol, de réduire ses déformations, d'améliorer sa portance et sa résistance. Pour un sol donné et pour un mode de compactage déterminé, il existe une seule teneur en eau correspondant à la densité maximale. S'il n'y a pas assez d'eau, la lubrification entre les grains n'est pas assurée. S'il y a trop d'eau, les grains solides glissent les uns sur les autres et ne peuvent plus se placer afin d'occuper la place minimale ; de plus, l'eau prend la place des vides et absorbe une partie de l'énergie de compactage. Pour une couche d'assise de chaussée, la teneur en eau optimale et la densité correspondante sont déterminées par l'essai Proctor Modifié.

III.3.3.1. Essai Proctor

L'essai Proctor, mis au point par l'ingénieur Ralph R. Proctor (1933), est un essai géotechnique qui permet de déterminer la teneur en eau nécessaire pour obtenir la densité sèche maximale d'un sol granulaire (ou non) par compactage à une énergie fixée (poids de dame, nombre de coups et dimensions normés).

Le protocole de l'essai Proctor suit la norme (détermination des références de compactage d'un matériau). Les valeurs obtenues par l'essai sont notées (w_{optm}) pour la teneur en eau optimale, et ($\gamma_{d, max}$) pour la densité sèche optimale. Une autre référence peut être déterminée pour une énergie supérieure (notamment pour des couches de chaussées granulaires), il s'agit de l'optimum Proctor modifié (OPM). [NF P 94-093, 2018].

III.3.3.1.1. Détermination de l'Optimum Proctor Modifié des mélanges (OPM)

La détermination de la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale de notre mélange est une phase essentielle pour la préparation de la Grave-Ciment ; un total de 72 échantillons a été préparé pour l'essai avec trois échantillons pour chaque pourcentage.

III.3.3.1.2. Résultats

Les valeurs de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale pour chaque mélange sont regroupées dans le tableau III.11.

Tableau III.11. Résultats de L'essai Proctor Modifié pour la série GC

Mélanges	Teneur en eau optimale : Wopt (%)	Densité sèche maximale : γ_d (g/cm ³)
GC 00-00	6.2	2.18
GC 04-00	5.6	2.17
GC 06-00	5.3	2.19
GC 08-00	5.15	2.23
GC 10-00	5	2.25
GC 12-00	4.9	2.24
GC 00-10	5.9	2.2
GC 04-10	5.2	2.25
GC 06-10	4.9	2.32
GC 08-10	5	2.37
GC 10-10	4.8	2.38
GC 12-10	4.7	2.43
GC 00-20	5.4	2.24
GC 04-20	5.1	2.27
GC 06-20	4.8	2.33
GC 08-20	4.6	2.38
GC 10-20	4.4	2.42
GC 12-20	4.4	2.47
GC 00-30	4.1	2.03
GC 04-30	4.1	2.07
GC 06-30	3.9	2.09
GC 08-30	3.7	2.12
GC 10-30	3.5	2.14
GC 12-30	3.4	2.19

➤ Interprétation

a. Evolution de la densité sèche maximale (formulation avec ajouts ciment et SD).

On observe dans la figure III.10 que l'augmentation de la quantité de ciment influe positivement sur la valeur de la densité sèche maximale pour un dosage de sable de dune SD constant. Cela pourrait s'expliquer par l'effet d'assemblage et de liaison entre les grains par le ciment ; presque le même effet a été remarqué par l'ajout du sable de dune à certain pourcentage (20%), dans ce cas le sable de dune joue un rôle important dans la correction de la granulométrie.

La différence d'effet entre le ciment et le sable de dune est due au poids spécifique plus élevé de ciment par rapport à celui de sable de dune (poids spécifique de ciment est de 3.06, et celui du SD est de 2.67). De plus, le ciment ajouté en présence d'eau a tendance à lubrifier les particules de sable, ce qui conduit à un empilement dense pendant le processus de compactage. Les particules de ciment ont par conséquent tendance à occuper les vides entre les particules des sables, d'où résulte une matrice de sable dense (le ciment participe à l'amélioration de la compacité du mélange)

L'augmentation de la densité sèche maximale avec ajout de sable SD est attribuée à l'augmentation de la compacité de mélanges jusqu'à 20% de SD, au-delà de ce pourcentage la densité diminue.

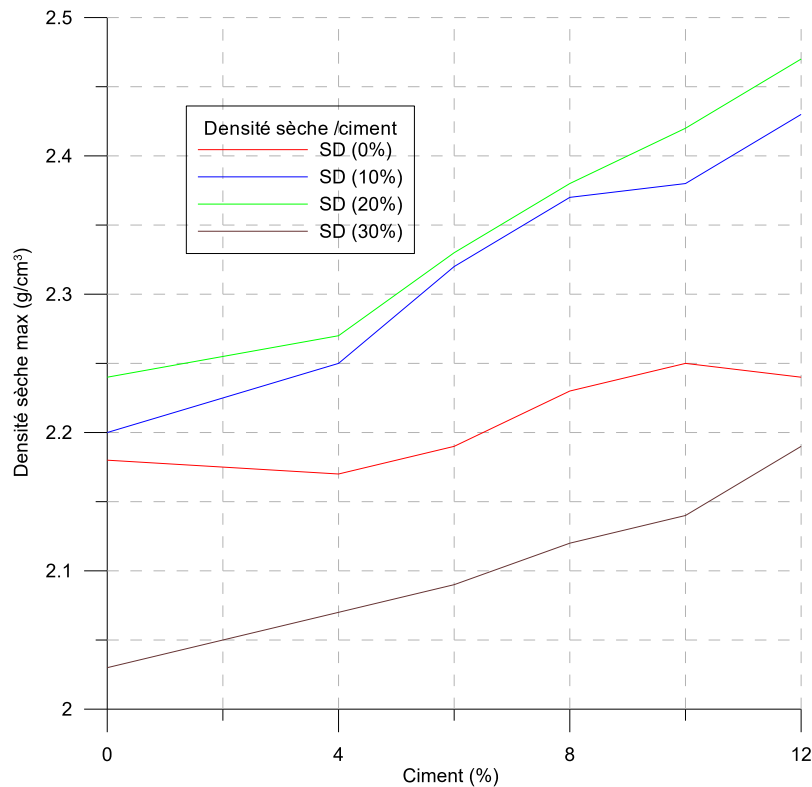


Figure III.10. Evolution de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de sable SD pour une teneur en ciment fixée.

b. Evolution de la teneur en eau optimale

On observe dans la figure III.11 que l'augmentation du pourcentage de ciment conduit à une réduction continue de la teneur en eau optimale. Le même effet a été remarqué par l'ajout du sable de dune.

Pour le mélange sans addition de SD, la teneur en eau optimale varie de 6.2% à 4.9%, et elle diminue à une valeur minimale de 3.4% avec 12% de ciment et 30% de sable.

L'influence du ciment et sable de dune sur la teneur en eau optimale est remarquable. On observe une diminution de la teneur en eau à chaque ajout de SD ou ciment. Ceci pourrait être expliqué par l'effet de la diminution des fines de gravier qui est le responsable de l'absorption de l'eau, ces fillers sont remplacés par le ciment et le sable de dune ce qui induit à une réduction de cette dernière.

Les résultats montrent que l'ajout de 20% de sable de dune donne au mélange une granulométrie continue, donc une compacité maximum et porosité minimum. Pour cela, les essais de compression et de flexion sur la Grave-Ciment seront faits avec ce pourcentage.

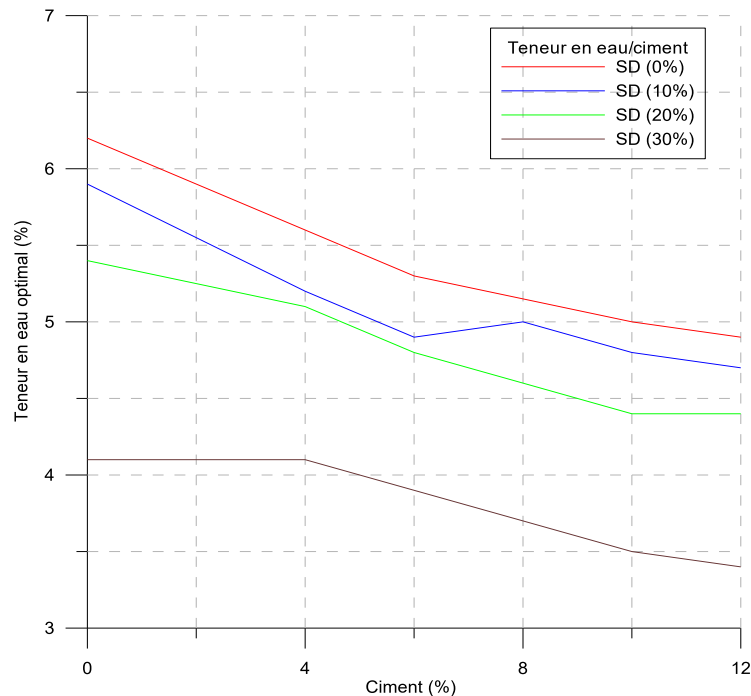


Figure III.11. Evolution de la teneur en eau optimale en fonction du pourcentage de ciment.

III.3.4. Résistance à la compression

La résistance à la compression est exprimée par la capacité du béton à résister à la destruction sous l'action des contraintes dues à la charge appliquée. Les mesures de résistance à la compression ont été réalisées selon la norme NF EN 12390-3 [NF EN 12390-3, 2012]. Les essais de compression ont été effectués, à 28 jours. L'éprouvette en question doit être d'une bonne planéité et de surface uniforme.

III.3.4.1. Principe d'essai :

L'éprouvette est soumise à une charge croissante jusqu'à la rupture ; la contrainte de compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette

$$\sigma = F/S \quad (III.4)$$

Ou : σ : contrainte de compression (en MPa).

F : charge de rupture (en KN).

S : surface de compression de l'éprouvette.

La résistance à la compression en MPa est la moyenne des résultats obtenus sur trois éprouvettes ; la résistance à la compression du béton constitue un bon indicateur de la durabilité.

III.3.4.2. Résultats :

La préparation des éprouvettes a été faite avec le même principe que l'essai Proctor modifié ; plusieurs couches minces ont été mises dans le moule et compactées. Après 24 heures, on démoule et on met l'éprouvette dans un bassin d'eau pendant 28 jours. Les résultats de l'essai d'écrasement par compression directe sont représentés par leurs moyennes dans le tableau III.12.

Tableau III.12. Résistances à la compression à 28 jours

Mélanges	Résistance à la compression (Mpa)	Moyenne de la résistance (MPa)
GC 04-00	8.15	8.03
GC 04-00	7.91	
GC 04-00	8.03	
GC 04-20	8.83	9.42
GC 04-20	9.75	
GC 04-20	9.68	
GC 06-00	11.01	11.06
GC 06-00	11.23	
GC 06-00	10.96	
GC 06-20	11.33	11.39
GC 06-20	11.41	
GC 06-20	11.44	
GC 08-00	14.30	14.41
GC 08-00	14.33	
GC 08-00	14.59	
GC 08-20	15.15	14.95
GC 08-20	15.12	
GC 08-20	14.55	
GC 10-00	15.87	16.09
GC 10-00	16.15	
GC 10-00	16.24	
GC 10-20	16.77	16.83
GC 10-20	16.36	
GC 10-20	17.36	
GC 12-00	17.77	17.09
GC 12-00	16.24	
GC 12-00	17.28	
GC 12-20	19.15	18.43
GC 12-20	18.08	
GC 12-20	18.07	

➤ Interprétation

D'après le tableau III.12, on remarque que la résistance à la compression augmente progressivement avec l'augmentation du pourcentage de ciment. Ceci pourrait s'expliquer par le développement du phénomène d'hydratation du ciment dans le mélange qui augmente la résistance à la compression dépassant la valeur de 18 MPa à 28 jours pour 12% de ciment. L'influence du sable de dune est aussi remarquable ; pour chaque pourcentage de ciment on remarque la différence entre le mélange avec ou sans ajout du sable de dune. Cette amélioration est due à la correction de la granulométrie du mélange qui résulte un mélange dense et compact.

III.3.5. Essais de flexion trois points

III.3.5.1. Principe de l'essai

La flexion trois points est un essai mécanique classique. Il représente le cas d'une poutre posée sur deux appuis simples (appuis linéaires rectilignes qui, dans un problème plan, est équivalent à une liaison ponctuelle) et soumise à une charge concentrée, appliquée au milieu de la poutre avec elle aussi un contact simple. On modélise souvent un des appuis comme un pivot afin d'avoir une poutre qui ne se déplace pas horizontalement.

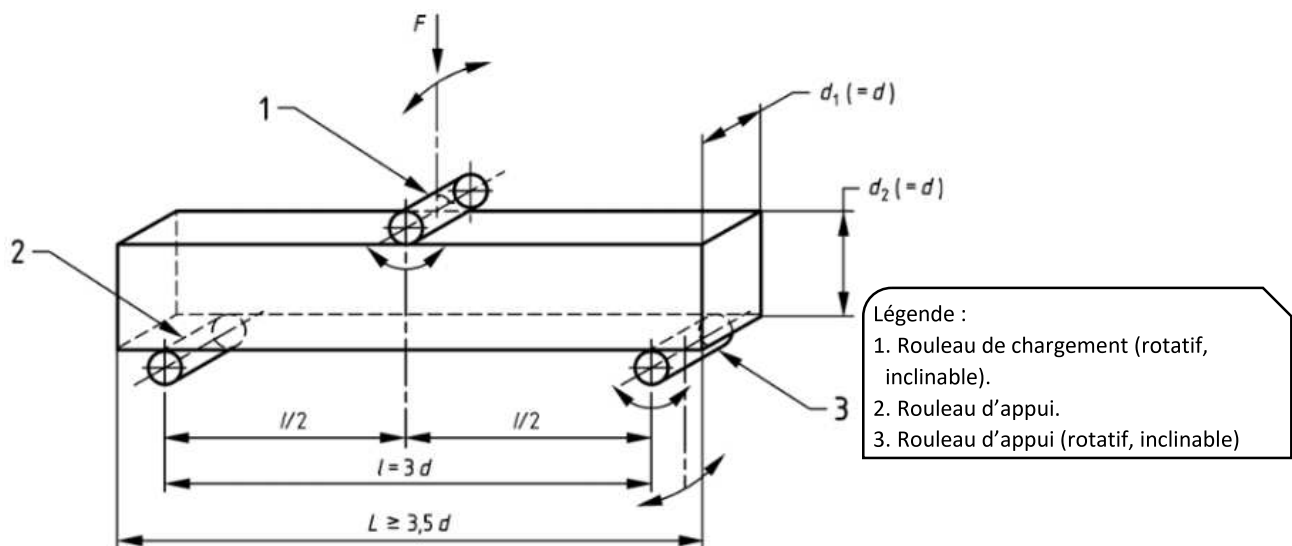


Figure III.12. Schéma de l'essai de flexion à trois points

Dans la figure III.12, la poutre a une longueur L et la charge centrale est P .

L'effort tranchant est constant en valeur absolue : il vaut la moitié de la charge centrale, $P/2$. Il change de signe au milieu de la poutre. Le moment fléchissant varie de manière linéaire entre une extrémité, où il vaut 0, et le centre où sa valeur absolue vaut $PL/4$; le risque de rupture est le plus important dans la section médiane.

Le profil de la poutre est décrit par un polynôme du troisième degré (fonction en x^3) sur une moitié de poutre (Figure III.13).

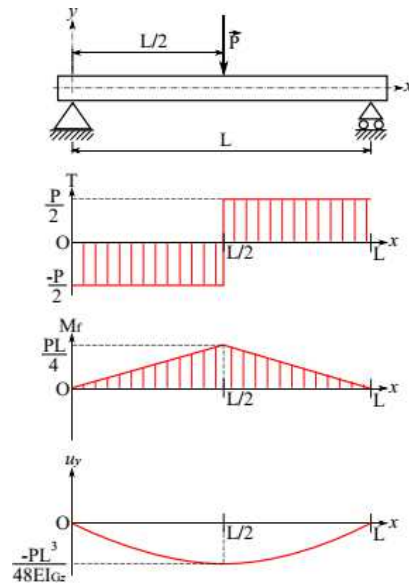


Figure III.13. L'effort tranchant, moment, et la flèche de l'essai de flexion trois points

III.3.5.2. Formules de calcul

La résistance à la flexion est donnée par l'équation suivante :

$$f_d = \frac{3 * F * L}{2 * d_1 * d_2^2} \quad (\text{III.5})$$

Où:

f_d : est la résistance à la flexion exprimée en [MPa]([N/mm²]) ;

F : est la force maximale en [N] ;

L : est l'écartement entre les rouleaux en [mm] ;

d_1 et d_2 : sont les dimensions latérales de l'éprouvette en [mm].

III.3.5.3. Préparation de l'éprouvette d'essai

La méthode de préparation des échantillons pour l'essai de flexion est indiquée au tableau.III.13.

Tableau.III.13. Méthode de préparation

Granulométrie	0/12mm
Quantité de ciment	4%, 6%, 8%, 10%, 12%,
Quantité de sable de dune	20%
Dimensions du l'échantillon	$d_1=100\text{mm}$, $d_2=50\text{mm}$, $l=200\text{mm}$
Cure de béton	Température : $20\pm 2^\circ\text{C}$ Humidité: 90~100%
Délai	28 jours
Essai de traction par flexion	NF EN 13286-41

Un moule spécial a été manufacturé pour la préparation des échantillons. Le compactage des échantillons est fait avec la presse à béton jusqu'à atteindre la compacité maximale de la Grave ciment. (Figure III.13)



Figure III.14. Préparation de l'éprouvette

Après la manufacture des éprouvettes, les échantillons sont placés dans l'eau pour une conservation de 28 jours.

III.3.5.4. Résultats de l'essai statique de flexion à trois points

L'essai de flexion a été fait en faisant varier le pourcentage de ciment et avec ou sans ajout de sable de dune afin d'avoir la résistance optimale de mélange, un total de 50 échantillons (5×10) a été testé.

L'appareil utilisé pour l'essai de traction par flexion est représenté dans la figure.III.14 et les résultats sont donnés dans le tableau II.14.

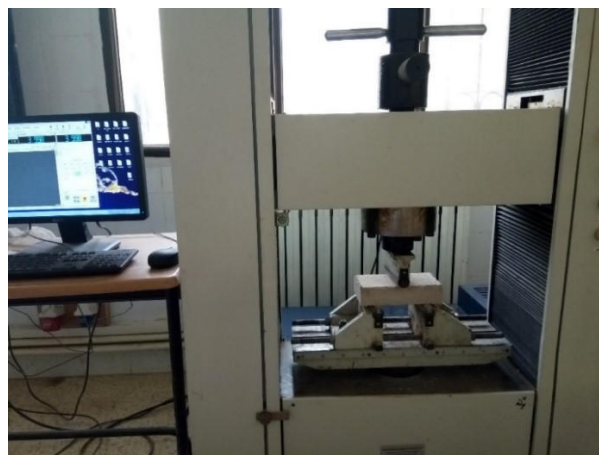


Figure.III.15. Essai de traction par flexion sur la GC.

Tableau.III.14. Résistance à la flexion

Le Mélange	Force F (KN)	Déplacement (mm)	Résistance à la flexion (Mpa)	Moyenne de la résistance (Mpa)
GC 04-00	1.37	0.98	2.57	2.39
GC 04-00	1.33	0.99	2.49	
GC 04-00	1.32	1.51	2.48	
GC 04-00	1.35	0.75	2.53	
GC 04-00	1.01	0.97	1.89	
GC 04-20	1.12	1.38	2.1	2.62
GC 04-20	1.44	0.72	2.7	
GC 04-20	1.41	1.57	2.64	
GC 04-20	1.52	0.57	2.85	
GC 04-20	1.5	1.45	2.81	
GC 06-00	1.69	0.99	3.17	3.16
GC 06-00	1.68	0.95	3.15	
GC 06-00	1.68	1.18	3.15	
GC 06-00	1.6	1.16	3	
GC 06-00	1.78	1.22	3.34	
GC 06-20	1.98	1.51	3.71	3.49
GC 06-20	1.98	1.50	3.71	
GC 06-20	1.87	0.80	3.51	
GC 06-20	1.54	1.43	2.89	
GC 06-20	1.93	1.45	3.62	
GC 08-00	2.2	5.64	4.13	4.01
GC 08-00	2.06	1.20	3.86	
GC 08-00	2.14	0.91	4.01	
GC 08-00	1.95	1.51	3.66	
GC 08-00	2.34	1.24	4.39	
GC 08-20	2.23	1.01	4.18	4.18
GC 08-20	2.26	1.20	4.24	
GC 08-20	2.21	1.15	4.14	
GC 08-20	2.27	1.21	4.26	
GC 08-20	2.18	1.22	4.09	
GC 10-00	2.36	0.87	4.43	4.65
GC 10-00	2.41	0.90	4.52	
GC 10-00	2.48	1.56	4.65	
GC 10-00	2.53	1.01	4.74	
GC 10-00	2.61	1.06	4.89	
GC 10-20	2.5	0.88	4.69	4.77
GC 10-20	2.53	0.67	4.74	
GC 10-20	2.54	1.32	4.76	
GC 10-20	2.65	0.91	4.97	
GC 10-20	2.51	1.22	4.71	
GC 12-00	2.76	1.27	5.18	5.19
GC 12-00	2.81	3.82	5.27	
GC 12-00	2.75	2.29	5.16	
GC 12-00	2.89	1.37	5.42	
GC 12-00	2.62	1.24	4.91	
GC 12-20	3.05	1.42	5.72	6.05
GC 12-20	4.15	1.30	6.15	
GC 12-20	3.31	1.43	6.21	
GC 12-20	3.44	2.12	6.45	
GC 12-20	3.06	1.53	5.74	

Les courbes de la figure III.16 représentent des exemples des résultats de l'essai de flexion (traction par flexion).

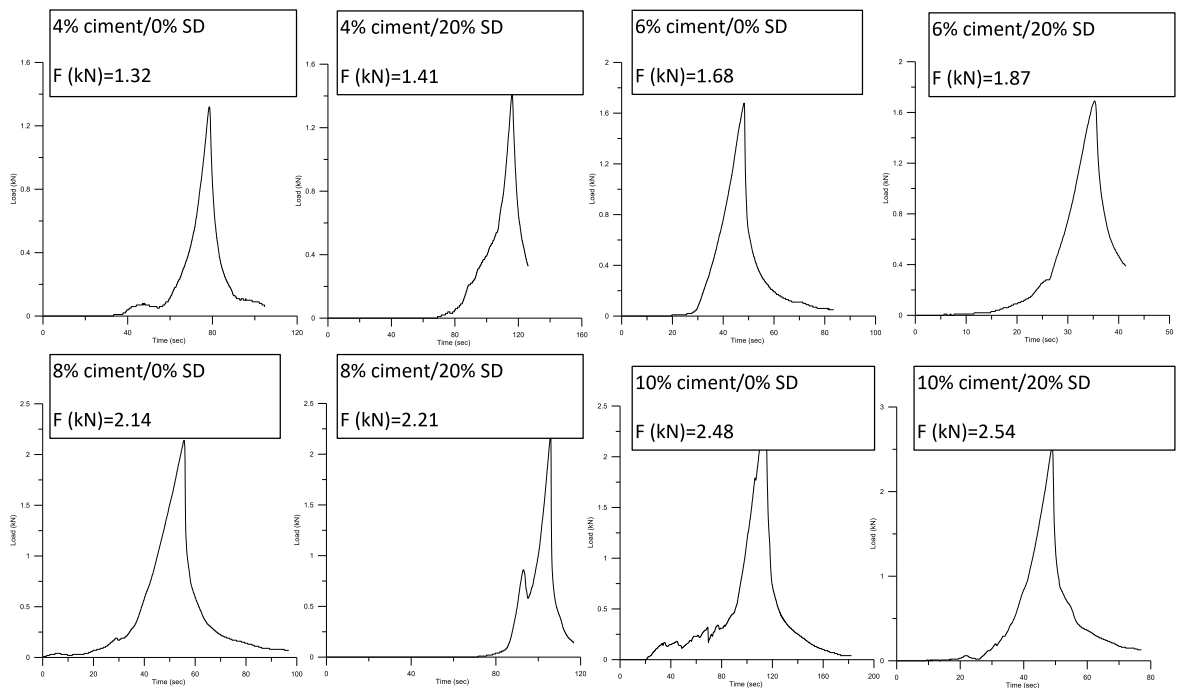


Figure III.16. Courbes de flexion des poutres : de 4% à 12% de ciment avec et sans sable de dune

III.3.5.5. Interprétation

La résistance de compression et à la traction par flexion augmentent avec le dosage en ciment et l'ajout de sable de dune.

D'après les essais de compression et de traction par flexion de la GC, on constate que le comportement du mélange gagne plus de résistance à chaque ajout de ciment jusqu'à un maximum de 18Mpa pour la compression et 6 Mpa pour la flexion avec 12% de ciment et 20 % de sable de dune. Cela pourrait être justifié par la correction de la courbe granulaire due à l'ajout des grains de sable de dune.

De plus, les facteurs exigés par les normes ont été obtenus avec le dosage de 12% de ciment

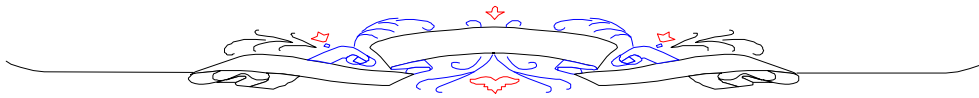
III.4. Conclusion

Les conclusions qu'on peut retenir à partir de cette partie de notre étude sont les suivantes :

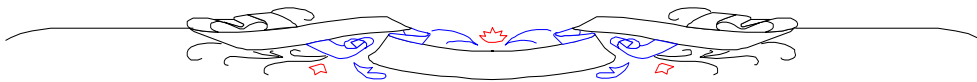
- La méthode de stabilisation des sables de dune étudiés a été proposée dans le but d'améliorer la compacité des mélanges, (par la correction granulométrique et l'opération de compactage) et de rigidifier le matériau stabilisé (par l'addition du ciment).
- L'augmentation des quantités de ciment et de sable SD ajoutées aux mélanges conduit à une augmentation de la densité sèche maximale jusqu'à 20%. Cette augmentation est attribuée

essentiellement à l'accroissement de la compacité des mélanges stabilisés. Ce qui va influencer positivement sur l'évolution des performances mécaniques des matériaux obtenus.

- Le pourcentage de sable SD influe d'une façon très significative sur la densité sèche maximale. On constate que, pour des teneurs en ciment et en sable SD fixes, la densité sèche maximale des mélanges à base de sable SD est très acceptable. Cela peut être expliqué par la correction de la granulométrie par le sable SD. Ceci nous donne la possibilité de prévoir que les mélanges constitués de 20% de sable SD, auront les meilleures performances mécaniques.
- Pour un dosage de sable SD fixe, l'augmentation du pourcentage de ciment conduit à une réduction continue de la teneur en eau optimale. La même remarque peut être notée concernant la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage de sable SD.
- Les essais d'écrasement et de flexion de la GC montrent que la résistance augmente rapidement avec l'ajout de ciment à cause de l'effet de cette liaison sur la formation d'une structure cohérente, où la résistance a été évaluée d'une valeur de 8 Mpa à une résistance de 17 Mpa.
- De même, l'ajout de sable de dune au mélange influe positivement sur la résistance à la compression et à la flexion où on a observé une amélioration à chaque ajout pour atteindre une résistance maximum de 18 Mpa préconisée pour une Grave-Ciment par les spécifications.
- D'après les résultats expérimentaux obtenus, on a trouvé que le dosage de 12% de ciment et de 20% de SD donne un comportement résistant à la Grave-Ciment.



FORMULATION DE BETON BITUMINEUX



IV. FORMULATION DE BETON BITUMINEUX

IV.1. Introduction

Les méthodes de formulation des enrobés bitumineux se sont développées au cours des quarante dernières années pour répondre à l'évolution des réseaux routiers. En effet, l'augmentation des sollicitations dues au trafic croissant, la prise en compte de la sécurité, du confort, de la durabilité, de la maintenance, de la gêne à l'utilisateur, dans des conditions climatiques et dans un contexte technique (conception et dimensionnement des couches de chaussées) donnés a rendu la formulation des matériaux de plus en plus complexe. La formulation des mélanges est d'autant plus délicate que souvent, pour les enrobés bitumineux, l'amélioration d'une caractéristique lors d'un changement de composition va influencer défavorablement sur une autre caractéristique. Il est bien connu par exemple que l'augmentation de la teneur en liant est bénéfique pour la résistance en fatigue, mais néfaste à l'égard de la résistance à l'orniérage.

Les propriétés recherchées pour un matériau bitumineux dépendent de la couche dans laquelle il est employé. Ainsi pour les couches d'assise, dont le rôle est de répartir les charges sur le sol support sans déformation excessive, l'enrobé doit être plutôt rigide, résistant en fatigue, résistant aux déformations permanentes et relativement compact. Pour une couche de roulement, directement en contact avec le trafic et les agressions climatiques, l'accent est mis sur la durabilité avec une bonne résistance à l'action de l'eau, sur la résistance aux déformations permanentes mais surtout sur la recherche de caractéristiques satisfaisantes de surface (rugosité, bruit de roulement, photométrie, etc.). En outre, selon les cas, l'enrobé de couche de roulement doit être suffisamment compact pour protéger les couches inférieures des infiltrations d'eau, ou bien suffisamment ouvert pour permettre le drainage de l'eau.

IV.2. Méthodes de Formulation

Les méthodes de formulation des enrobés sont basées sur plusieurs critères ; un nombre important de méthodes est utilisé à travers le monde. Pour avoir une idée globale, un état de l'art de la formulation dans les divers pays, a été établi dans le cadre du comité technique RILEM [Rilem report 17, 1998] et a permis de distinguer les six méthodes de formulation suivantes :

1. Par recette,
2. Par des essais empiriques,
3. Par des calculs analytiques,
4. Volumétriques,
5. Par des essais reliés aux propriétés,
6. Par des essais fondamentaux.

IV.2.1. Méthode par recette

La méthode par recette s'appuie sur l'expérience locale. Une composition connue, qui a donné satisfaction dans des conditions d'utilisation données sur des longues périodes est reproduite. L'application de ces recettes est parfois complétée par quelques essais provenant des méthodes empiriques.

IV.2.2. Méthode par des essais empiriques

La méthode la plus répandue, utilisant des essais empiriques, est la méthode Marshall [NF EN 12697-34, 2004]. Les éprouvettes sont compactées selon des modes opératoires fixés et des résultats d'essais mécaniques sont mis en relation avec des comportements observés en place.

IV.2.3. Méthode analytique

Elle se fonde sur les propriétés des constituants et la modélisation du mélange pour calculer le pourcentage de vides et estimer les performances du matériau. Cette méthode est principalement développée en Belgique.

IV.2.4. Méthode volumétrique

Elle consiste à déduire des proportions respectives, exprimées en volume, du squelette granulaire, du bitume et du volume disponible (pourcentage de vide) d'une éprouvette compactée dans des conditions fixées, le comportement de l'enrobé sans réaliser nécessairement des essais mécaniques complémentaires.

IV.2.5. Méthode par essais

La méthode par essais reliés aux propriétés fait appel à des essais de simulation, en relation directe avec la propriété recherchée. C'est le cas par exemple de l'essai d'orniérage réalisé comme une simulation du trafic.

IV.2.6. Méthode fondamentale

La méthode dite "fondamentale" comprend des essais dont les résultats sont directement utilisables comme données d'entrée dans des modèles de dimensionnement. Il s'agit en particulier des valeurs de module dynamique ou de résistance en fatigue.

La normalisation européenne des enrobés à chaud a formalisé et synthétisé les principes de cette classification en distinguant deux approches : l'approche "empirique" et l'approche "fondamentale".

L'approche empirique comprend la phase "recette" ou " prescription " (plus ou moins développée), la phase "volumétrique", la phase "essais empiriques" et le cas échéant des essais "reliés".

L'*approche fondamentale* comporte une phase "recette" (" prescription ") réduite, une phase "volumétrique", des essais "reliés" et des essais "fondamentaux".

Les deux approches ne peuvent s'affranchir d'une partie descriptive des caractéristiques des constituants, notamment des granulats, les propriétés couvertes par les essais fondamentaux n'étant pas toujours suffisantes pour satisfaire les exigences recherchées.

La formulation est réalisée sur des matériaux reconstitués en laboratoire ou directement prélevés après fabrication en centrale.

Sous le terme formulation des matériaux, deux phases peuvent être en fait distinguées : l'épreuve de formulation et la mise au point ou l'optimisation de la formule. L'épreuve de formulation est en général formalisée car elle sert souvent de base aux relations contractuelles, tandis que la mise au point de formule relève de l'expérience du formulateur.

La normalisation européenne distingue clairement l'épreuve de formulation qui appartient au domaine réglementaire pour le marquage CE, de la mise au point de formule non codifiée.

Certaines méthodes de formulation comportent à la fois la partie épreuve et une partie mise au point. C'est le cas par exemple de la méthode Marshall qui prévoit une optimisation possible sur le pourcentage de vides, la stabilité, le fluage et également de la méthode Superpave (optimisation du pourcentage de vides et de la teneur en liant, en fonction du trafic attendu).

IV.3. Méthodologie de formulation

Dans un cadre général, une formulation se définit comme étant une méthode regroupant un ensemble de trois éléments ou « piliers » plus ou moins liés.

$$(Méth) = \{P, E, V\}$$

Avec :

P : ensemble des propriétés physiques, chimiques et mécaniques

E : ensemble des essais utilisés pour mesurer ces propriétés

V : ensemble des valeurs seuils à respecter pour chaque propriété.

Dans ce contexte, une méthode de formulation n'est recevable que lorsque :

$$P(E) \subset V$$

C'est-à-dire que les propriétés mesurées à travers les essais réalisés doivent être incluses dans les valeurs seuils.

L'objectif principal d'une formulation est de déterminer une composition optimale de granulats, de liants et aussi de vides afin d'atteindre les performances visées. En plus de cet objectif, elle vise aussi à assurer la fabrication de matériaux aptes à :

- Une mise en œuvre correcte.
- Satisfaction des exigences de durabilité structurelle.
- Satisfaction des exigences de qualité de la chaussée.

Bien qu'à ce jour aucune méthode universelle de formulation n'a pu être édictée, plusieurs méthodes de formulation sont recommandées. Elles suivent une démarche bien précise qui comporte cinq (05) phases qui sont :

- 1. Définition du besoin de performance :** Elle consiste à définir pour chaque couche les propriétés recherchées pour caractériser les performances de la chaussée. Ces caractéristiques sont :
 - Le module complexe.
 - La résistance à la fatigue mécanique.
 - La résistance aux déformations permanentes.
 - La susceptibilité à l'eau.
- 2. Sélection des composants :** Cette étape consiste à choisir les granulats, les liants et les ajouts utilisés lors de la fabrication de l'enrobé en fonction des différentes caractéristiques qui sont :
 - Le trafic
 - Le climat
 - La structure de la chaussée
 - Les performances recherchées de la couche de surface
- 3. Formulation volumique :** A ce niveau, tout commence par la définition des critères de remplissage volumique suivie de la détermination de la composition du mélange qui se fait comme suit :
 - Evaluation de la teneur en vide du squelette minéral
 - Détermination du volume disponible pour le mélange liant-fillers
 - Détermination de la composition du mastic
 - Vérification des critères de remplissage.
- 4. Optimisation :** Cette partie consiste à fabriquer en plus de l'enrobé à la teneur en liant initiale, 04 enrobés différents de teneur en liant variant de $\pm 0.5\%$. Chaque type d'enrobé est compacté suivant la procédure Marshall ou à la Presse à Cisaillement Giratoire puis on choisit la teneur en liant donnant la compacité optimale.
- 5. Vérification :** Cette dernière étape consiste à vérifier les performances de l'enrobé formulé. A ce niveau, la vérification se fait à travers des essais de module, de fatigue, d'orniérage et de susceptibilité à l'eau. Les différents résultats obtenus serviront à valider la formule retenue au niveau de l'optimisation.

Toute cette démarche peut être matérialisée comme suit dans l'organigramme de la figure IV.1.

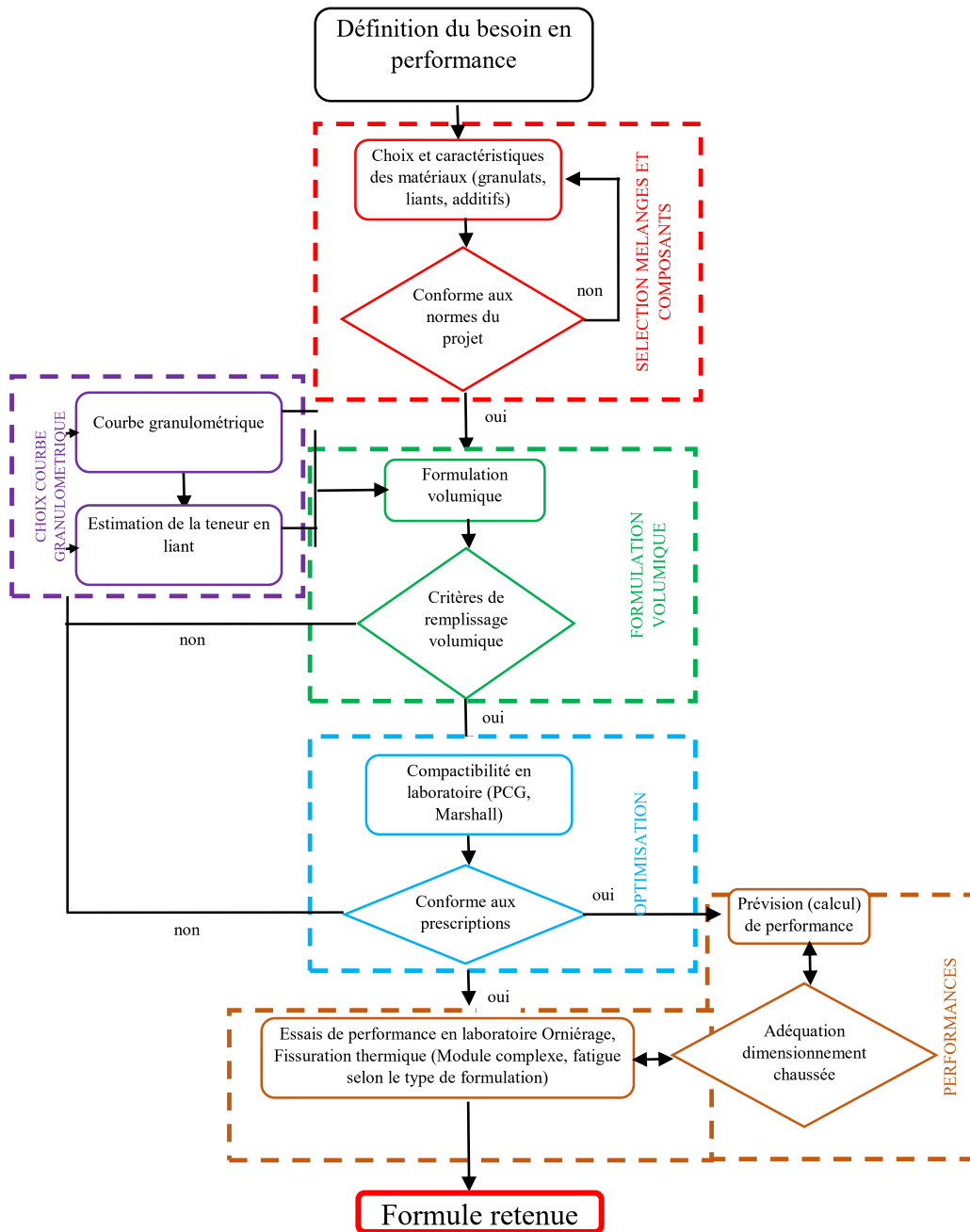


Figure IV.1. Organigramme de la démarche de formulation d'un béton bitumineux [Tapsoba JH, 2012]

IV.4. Formulation de Béton Bitumineux (BB)

La méthode recommandée par le Ministère de travaux Publics Algérien pour la formulation de béton bitumineux est la méthode Marshall.

Dans ce contexte, on cite les démarches de cette méthode ainsi que les résultats trouvés dans notre étude.

IV.4.1. Le Marshall mix design ou méthode Marshall

IV.4.1.1. Définition de la Méthode

Cette méthode a été développée dans les années 30 par Bruce Marshall. Elle vise à choisir la teneur en liant pour une certaine densité du mélange qui satisfait à une stabilité minimale et un fluage évoluant dans un intervalle d'acceptation.

La procédure de formulation se déroule comme suit :

1. Choix des agrégats

Les matériaux doivent satisfaire les propriétés physico-chimiques fixées préalablement dans les normes. La combinaison des différentes tailles d'agrégats doit permettre d'obtenir une courbe granulométrique aussi proche que possible de la courbe de référence.

2. Choix du liant

A ce niveau, il existe une procédure de sélection liée aux zones climatiques du pays. Chaque classe de bitume convient à une condition climatique précise.

3. Préparation des échantillons

Les échantillons sont fabriqués dans des moules normalisés. Typiquement, on prépare 03 ou 05 mélanges avec des teneurs en liant différentes, et pour chaque mélange, 03 échantillons.

Les échantillons sont ensuite compactés à l'aide de la dame Marshall selon des règles bien précises.

4. Détermination de la stabilité et du fluage.

Une fois compactés, les échantillons sont soumis à un essai de stabilité et de 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.

5. Calcul de la densité et des vides.

Cette étape sert à déterminer les caractéristiques du mélange que sont la densité et les vides.

6. Choix de la teneur en liant optimale

Il est fait à ce niveau, une représentation de l'évolution du pourcentage de vides, de la densité, du fluage, de la stabilité, des vides du squelette minéral et des vides remplis par le bitume en fonction de la teneur en liant. La teneur idéale en liant est obtenue en faisant la moyenne des

teneurs en bitume qui ont donné la stabilité maximale, la masse volumique maximale et la teneur en vides désirée. Tout cela se fait graphiquement à l'aide des courbes issues des essais réalisés sur les échantillons.

IV.4.1.2. Choix et détermination de la granulométrie des agrégats

Le béton bitumineux appartient à la catégorie BBSG (Béton Bitumineux Semi-Grenu) définie par la recommandation du CTTTP-Alger. Cette catégorie requiert les spécifications récapitulées dans le tableau IV.1:

Tableau IV.1 : Spécifications sur les granulats (CTTP)

Essais	spécifications		
	0/3	3/8	8/15
Los Angeles (LA)		≤ 25	≤ 25
Micro-Deval humide (MDE)		≤ 20	≤ 20
Coefficient d'aplatissement		≤ 20	≤ 20
Propreté superficielle		≤ 2	≤ 2
Equivalent de sable à 10% f (%)	≥ 60		
Valeur au bleu de méthylène	≤ 1		

IV.4.1.2.1. Résultats obtenus

Après l'élaboration des différents essais d'identification, les résultats obtenus sont cités dans les tableaux IV.2 et IV.3:

Tableau IV.2 : Caractéristiques physiques des granulats

Essais	Résultats
Los Angeles (LA)	24
Micro-Deval humide (MDE)	15
Coefficient d'aplatissement	20
Propreté superficielle	1.8
Equivalent de sable à 10% f (%)	72
Valeur au bleu de méthylène	0.5

Tableau IV.3 : Masses volumiques et coefficients d'absorption des granulats

Désignation	Sable 0/3	Gravillon 3/8	Gravillon 8/15
Masse volumique réelle (t/m ³)	2,65	2,67	2,67
Coefficient d'absorption (%)	2,70	1,21	0,64

➤ **Commentaire :**

- Le gravillon 8/15 carrière Zaccar Djelfa est classé, selon la norme *XP P18-540*, Article 7 (granulats pour couches de base) en catégorie : *D-I-Ic100, calcaire*.
 - Ces gravillons présentent des caractéristiques conformes aux spécifications MTP PL-MJA<150 ;
 - Leurs caractéristiques sont conformes aux spécifications des normes P98-138 (granulats pour GB utilisés en couche de base) et P98-130 (granulats pour BBSG utilisés en couche de roulement).
- Le sable 0/3 carrière Zaccar Djelfa est classé, selon la norme *XP P18-540*, Article 7 (granulats pour couches de base) et Article 8 (granulats pour couches de roulement), en catégorie : « *a* » ;
 - C'est un sable bien gradué et propre, qui présente une teneur en fines appropriée ;
 - Les caractéristiques, mesurées sur ce sable, sont conformes aux spécifications de l'instruction interministérielle relatives aux sables de concassage pour enrobés bitumineux.
- Les granulats 0/3, 3/8 et 8/15 carrière Zaccar Djelfa sont utilisables dans la fabrication des enrobés bitumineux.

IV.4.1.2.2. Détermination du mélange granulométrique

Cette identification a pour but de vérifier que les granulats proposés sont conformes aux recommandations concernant leur granularité et de trouver le pourcentage de chaque fraction pour un mélange qui s'insère parfaitement dans le fuseau granulaire (tableau IV.4)

Tableau IV.4 : Limites granulaires spécifiées par le CTPP

Tamis (mm)	Passant (%)		
25	100	100	100
15	100	100	85-99
12.5	100	100	
8	100	85-99	1-15
5	100		≤ 3
3	85-99	1-15	
2		≤ 30	
0.08			

Le Béton bitumineux (BB) sera élaboré à partir d'une grave concassée approvisionnée en trois fractions qui sont : 0/3, 3/8 et le 8/15 dont le combiné granulométrique réalisé a donné le résultat suivant (Tableau IV.5) :

Tableau IV.5 : Granulométrie des agrégats

tamis	Tamisât (%)			
	G8/15	G3/8	S0/3	filler
25	100.00	100.00	100.00	100
20	100.00	100.00	100.00	100
16	98.20	100.00	100.00	100
14	95.28	100.00	100.00	100
12.5	83.09	100.00	100.00	100
10	41.15	100.00	100.00	100
8	14.32	93.62	100.00	100
6.3	6.00	70.86	99.27	100
4	3.40	53.41	98.06	100
2	2.02	15.20	70.92	100
1.25	1.92	9.58	59.58	100
0.63	1.81	7.58	44.07	100
0.315	1.70	6.70	34.18	100
0.16	1.60	6.20	28.17	85
0.08	1.49	5.82	24.10	85

Pour les calculs des pourcentages des différentes fractions, La formule suivante a été utilisée pour la détermination du pourcentage final du mélange.

$$\text{Poids de la fraction} = (100 - \% \text{ tamisat}) \times \frac{\% \text{ des agrégats}}{100} \quad (\text{IV.1})$$

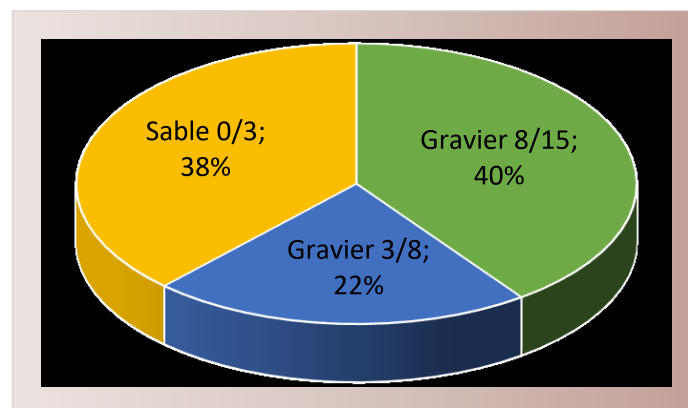
Le tableau IV.6 présente les différents pourcentages des agrégats obtenus :

Tableau IV.6 : Quantités et pourcentage de chaque fraction dans le mélange

Poids de l'échantillon théorique = 1000g					
Poids cumulés des refus					
tamis	G8/15	G3/8	S0/3	mélange (g)	mélange (%)
25	0	0	0	0	100.00
20	0	0	0	0	100.00
16	7.21	0	0	7.21	99.28
14	18.87	0	0	18.87	98.11
12.5	67.65	0	0	67.65	93.23
10	235.40	0.00	0	235.40	76.46
8	342.71	14.03	0	356.74	64.33
6.3	376.00	64.11	2.76	442.88	55.71
4	386.40	102.49	7.37	496.26	50.37
2	391.91	186.55	110.51	688.97	31.10
1.25	392.33	198.93	153.61	744.88	25.51
0.63	392.76	203.33	212.55	808.64	19.14
0.315	393.18	205.26	250.12	848.56	15.14
0.16	393.61	206.36	272.96	872.93	12.71
0.08	394.03	207.19	288.43	889.65	11.04
La Somme	400	220	380	6478.64	

La formule granulaire optimale du Béton Bitumineux donnant un mélange de meilleure aptitude au compactage et qui pourrait conférer une meilleure texture au mélange hydrocarboné est présentée dans la figure IV.2.

Ce béton bitumineux est de type Béton Bitumineux Semi Grenu BBSG 0/14.

**Figure IV.2.** Composition granulaire (BBSG)

La représentation graphique des résultats de la granulométrie est représentée dans la courbe de la figure IV.3 :

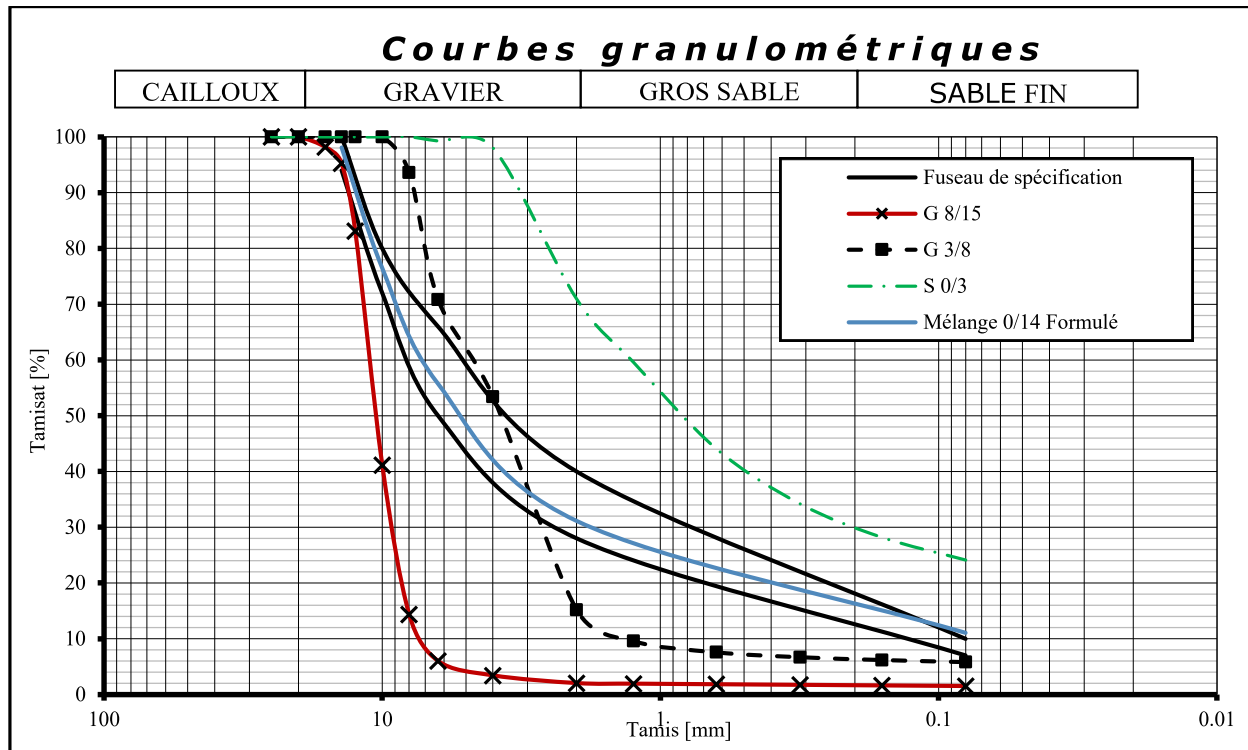


Figure IV.3. Courbes granulométriques des fractions granulaires, du mélange et fuseau spécifique

➤ **Commentaire :**

A ce niveau, on constate que la courbe granulométrique du mélange s'insère parfaitement dans le fuseau de spécification d'un BBSG 0/14.

IV.4.1.3. Choix et calcul de la teneur en bitume

Bien qu'introduit en faible proportion (quelques pourcents) dans les enrobés routiers, le bitume en est un des constituants clefs. Le bitume provient du pétrole, à l'instar de l'essence, du diesel ou encore du fioul ; il en constitue la fraction la plus lourde.

Le bitume est intéressant de par ses qualités physiques et chimiques. En effet, il est liquéfiable à chaud et solide à température ambiante ; il possède également un pouvoir adhésif qui lui permet d'assurer une forte cohésion entre les granulats.

Le bitume utilisé dans cette étude est un bitume pur de classe 40/50 fourni par NAFTAL, Skikda. Les essais et les résultats d'analyse des bitumes sont cités dans la suite.

IV.4.1.3.1. Essai de pénétrabilité à l'aiguille à 25°C

Cet essai permet de connaître la dureté du bitume sur la base de la pénétrabilité dans un échantillon de bitume évaluée au dixième du millimètre d'une aiguille normalisée supportant une masse de 100 g durant 5 secondes à une température de 25 °C. [NF EN 1426,2018]

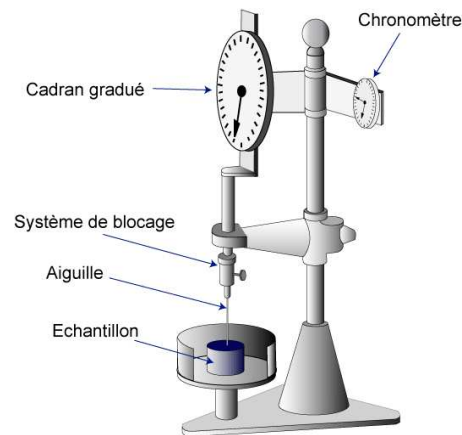


Figure IV.4. Essai de pénétrabilité [Wikipédia, 2018]

Plus le bitume est dur, plus la pénétrabilité est faible. Cet essai explique le nom commercial du bitume et donne sa classification.

Tableau IV.7 : Pénétrabilité du bitume 40/50

Essai	Norme	Résultat	Spécifications
Pénétrabilité à 25°C	NF EN 1426	44.00 mm	40 à 50

IV.4.1.3.2. Essai bille – Anneau [NF EN 1427,2018]

Cet essai consiste à mesurer le point de ramollissement, qui est la température à laquelle le bitume atteint un certain degré de ramollissement dans des conditions normalisées.

Le point de ramollissement correspond à la transition entre dur/élastique et liquide/plastique.

Pour réaliser cet essai, il faut un bécher, un système bille-anneau (anneaux, billes, support), un agitateur magnétique chauffant, un chronomètre, et un thermomètre.

Une fois le système bille-anneau plongé dans l'eau, on augmente la température de celle-ci de 5°C toutes les minutes, et on chronomètre le temps nécessaire pour que la bille atteigne le fond du support. La hauteur de descente est de 25 mm.

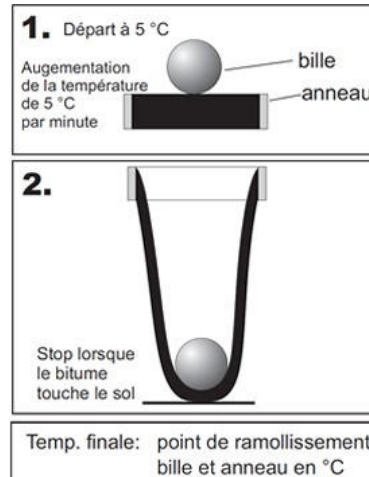


Figure IV.5. Essai Bille-Anneau [Impbaustest, 2018]

Cet essai nous renseigne sur la consistance du bitume, et le résultat obtenu est donné dans le tableau IV.8:

Tableau IV.8 : Point de ramollissement du bitume 40/50

Essai	Norme	Résultat	Spécifications
Point de ramollissement TBA	NF EN 1427	53.60 °C	47 à 60

IV.4.1.3.3. Mesure de la densité

La densité mesurée pour le bitume est le rapport de la masse d'un volume donné de matériau à 25°C à celle d'un égal volume d'eau. [NF EN 1427, 2018]

Le résultat trouvé est donné dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9 : Densité du bitume 40/50

Essai	Norme	Résultat	Spécifications
Densité à 25°C	NF EN 15326+A1	1.05 g/ml	1.00 à 1.10

➤ **Commentaire :**

Le bitume analysé répond aux caractéristiques de la classe 40/50, selon la norme EN 12591.

IV.4.1.3.4. Détermination de la teneur en bitume

On appelle teneur en bitume la masse de liant sur la masse des granulats secs exprimée en pourcentage ; pour cela on utilise la formule suivante :

$$Teneur\ en\ liant = K \times \alpha \times \sqrt[5]{\Sigma} \quad (IV.2)$$

Où :

Σ : surface spécifique conventionnelle. ($\Sigma=0.25G + 2.3S + 12s + 135f$ en m^2/kg)

G : proportion pondérale des éléments supérieurs à 6.3 mm.

S : proportion pondérale des éléments compris entre 6.3 et 0.315

s : proportion pondérale des éléments compris entre 0.315 et 0.08

f : proportion pondérale des éléments inférieurs à 0.08 mm

K : module de richesse qui caractérise l'épaisseur moyenne du film autour des granulats.

α: coefficient destiné à tenir compte de la masse volumique des granulats (MVRg). Si celle-ci diffère de 2.65 t/m³, on utilise la formule suivante : $\alpha = 2.65/MVRg$

Le dosage en liant est calculé avec les quatre modules de richesse (Tableau IV.10) ; on aura donc quatre formulations.

Tableau IV.10 : Valeurs usuelles du module de richesse selon les Recommandations sur l'utilisation des bitumes et des enrobés en béton bitumineux à chaud. [CTTP,2004].

Type d'enrobé	Module de richesse (K)			
0 / 14	3.45	3.6	3.75	3.90

Les spécifications de béton bitumineux sont données dans le tableau IV.11

Tableau IV.11 : Spécifications sur le BB

Spécifications pour BB 0/10	Valeurs
Essais	Valeurs
Module de richesse K	≥ 3.4
Essai Marshall	
Compacité in situ en % du Marshall	> 97
Couche d'accrochage en bitume résiduel en g/m ²	250-300
Mise en œuvre conforme à la norme NF P 98-150	
Température minimale d'épandage	125°C
Compacité de mise en œuvre : C / MVR _e (%)	92 < C < 96
Macro-texture – hauteur au sable vraie en mm	≥ 0.4
Epaisseur moyenne d'utilisation en cm	5-7

➤ **Exemple de calcul :**

$$Teneur\ en\ liant = K \times \alpha \times \sqrt[5]{\Sigma}$$

$$K_1 = 3.45$$

$$\alpha = 2.65/MVRg = 2.65/2.6624 = 0.9953$$

$$\Sigma = (0,25 \times 0,44) + (2,3 \times 0,4) + (12 \times 0,04) + (135 \times 0,11) = 16,43$$

$$\text{Teneur en liant} = 3,45 \times 0,9953 \times \sqrt[5]{16,43} = 6,01$$

La teneur en liant pour le module de richesse K1=3.45 est de 6.01. On calcule de même la teneur en liant pour les trois autres valeurs de K. (Tableau IV.12)

Tableau IV.12 : Teneur en liant

Module de richesse K	Teneur en liant
3.45	6.01
3.6	6.27
3.75	6.53
3.9	6.79

On choisira la valeur qui correspond le mieux aux spécifications en vigueur (CTTP).

IV.4.1.4. Préparation des échantillons

Les éprouvettes sont confectionnées suivant l'essai Marshall conformément à la norme NFP 98-250-1 [NFP 98-250-1, 1992] ; la préparation des éprouvettes passe par plusieurs étapes.

1. Préparation des agrégats :

Les agrégats sont prélevés selon la norme P18-553 [P18-553, 1990] ; ils sont chauffés dans des récipients dans une étuve à 160°C de température.

2. Préparation du liant :

Une quantité de liant correspondant aux besoins de l'essai est prélevée sans dépasser 100°C. Le liant prélevé est placé dans un récipient rempli et fermé. La mise en température du liant est effectuée en deux phases :

a) Le récipient rempli et fermé, placé en étuve, et porté à la température de référence - 0°C, + 10°C au moins de 5h. (Dans notre étude la température de référence de bitume 40/50 était entre 160°C et 170°C).

b) Le récipient est placé sur une plaque chauffante et son contenu est agité constamment pour homogénéiser sa température, et le maintenir à sa température de référence. Cette opération ne doit pas se prolonger plus de 10mn.

3. Malaxage

La cuve contenant les agrégats à mélanger est installée sur le malaxeur en essayant de limiter au maximum les déperditions de température. Le malaxeur est actionné pendant 30 s ± 5s afin de bien homogénéiser les agrégats.

Le liant est versé progressivement à condition de ne pas dépasser la quantité spécifiée de plus de 1%. La durée de malaxage doit conduire à un mélange visuellement homogène ; la durée est comprise entre 2 et 3 mn.

Après la fin de malaxage, le mélange doit être utilisé immédiatement avant refroidissement.

La masse du bitume se calcule à partir de la masse des agrégats comme l'indique la formule suivante :

$$Ml = (Ma \times Tl) / 100 \quad (IV.3)$$

Où :

Ml : la masse de bitume utilisé

Ma : la masse de mélange des agrégats utilisés

Tl : la teneur en bitume utilisée dans un mélange (en %).

4. Préparation des éprouvettes

L'éprouvette Marshall est déterminée par la confection des éprouvettes cylindriques (Figure IV.6) d'une masse indicative de 1200 g, de 105 mm de diamètre et de 63,5 mm de hauteur théorique.



Figure IV.6. Exemple d'éprouvettes Marshall

On pèse une quantité « m » égale à 1200 g de mélange à 0,1% près ; les moules sont portés à la température de référence pendant 2 h au minimum. Après avoir placé un disque de papier au fond du moule, on met en place la hausse puis on introduit le mélange en une seule fois dans le moule légèrement enduit d'oléate de soude glyciné. Ensuite, on place le deuxième disque de papier sur le mélange. On met les moules à l'appareil de compactage et on les compacte par 50 coups pendant $55 \text{ s} \pm 5 \text{ s}$. On inverse le moule et on le compacte à nouveau pour obtenir un total de 100 coups. Enfin le moule est conservé 5h à température ambiante (15 à 25° C) après leur compactage.

Après refroidissement, on démoule par un dispositif désigné pour cette opération.

Quand toutes les éprouvettes sont prêtes, on commence le déroulement de l'essai Marshall par le réchauffement des éprouvettes à 60°C avant de les placer à la tête d'essai.

On commence l'essai par l'application de la charge sur l'éprouvette afin d'obtenir une vitesse de déformation constante de (50 ± 2) mm/min hors période transitoire. L'application de cette charge se poursuit jusqu'à ce que l'on obtienne une indication maximale sur le dispositif de mesurage de la charge. Enfin on enregistre la stabilité et le fluage de l'éprouvette.

Les résultats trouvés pour les différentes teneurs de bitume sont dans le tableau IV.13:

Tableau IV.13 : Résultats des performances mécaniques de l'essai Marshall

Essais	Résultats			
Mélange	A	B	C	D
Module de richesse	3.45	3.6	3.75	3.9
Teneur en liant (%)	6.01	6.27	6.53	6.79
Densité théorique	2.442	2,433	2,425	2,417
Densité apparente	2.291	2,345	2,315	2,385
Compacité en pourcentage % (≤ 97)	95.82	96,4	95,5	98,7
pourcentage de vides (%)	4.18	4,06	4,31	4,56
Stabilité (KN) (> 8)	13.725	9,027	13,064	11,080
Fluage (mm) (< 4)	2.327	1,442	3,296	2,540

➤ **Commentaire :**

La méthode de Marshall permet de choisir le pourcentage de bitume qui satisfait les conditions. On constate que toutes les conditions sont vérifiées au premier pourcentage de bitume donc la teneur en bitume optimale du mélange est de 6.01 %.

IV.4.1.5. Résultats de l'essai de flexion statique trois points

L'essai de traction par flexion sur les échantillons prismatiques de béton bitumineux (figure IV.7) donne une idée sur la résistance et le déplacement avec la variation de la force dont les résultats sont présentés dans le tableau IV.14 et les courbes de la figure IV.8.



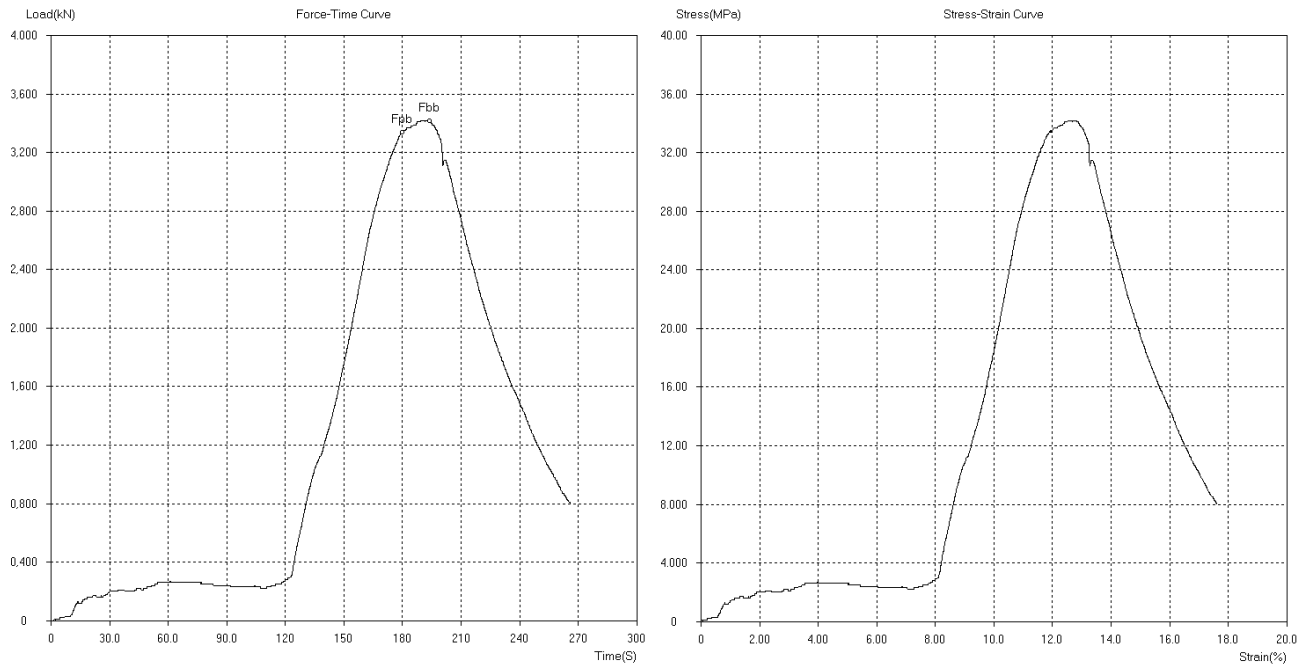
Figure.IV.7. Essai de traction par flexion sur le BB.

Tableau.IV.14. Résistance à la flexion de Béton bitumineux 6.01

Le Mélange	Teneur en bitume (%)	Force F (KN)	Déplacement (mm)	Résistance à la flexion (Mpa)	Résistance Moyenne (Mpa)
BB	6.01	3.42	6.413	6.413	6.45
BB	6.01	3.19	4.411	5.869	
BB	6.01	3.84	6.713	7.200	
BB	6.01	3.55	5.796	6.656	
BB	6.01	3.26	4.846	6.113	

Les courbes de la figure-IV.8 représentent des exemples des résultats de l'essai de flexion.

F=3.42 KN



F=3.19 KN

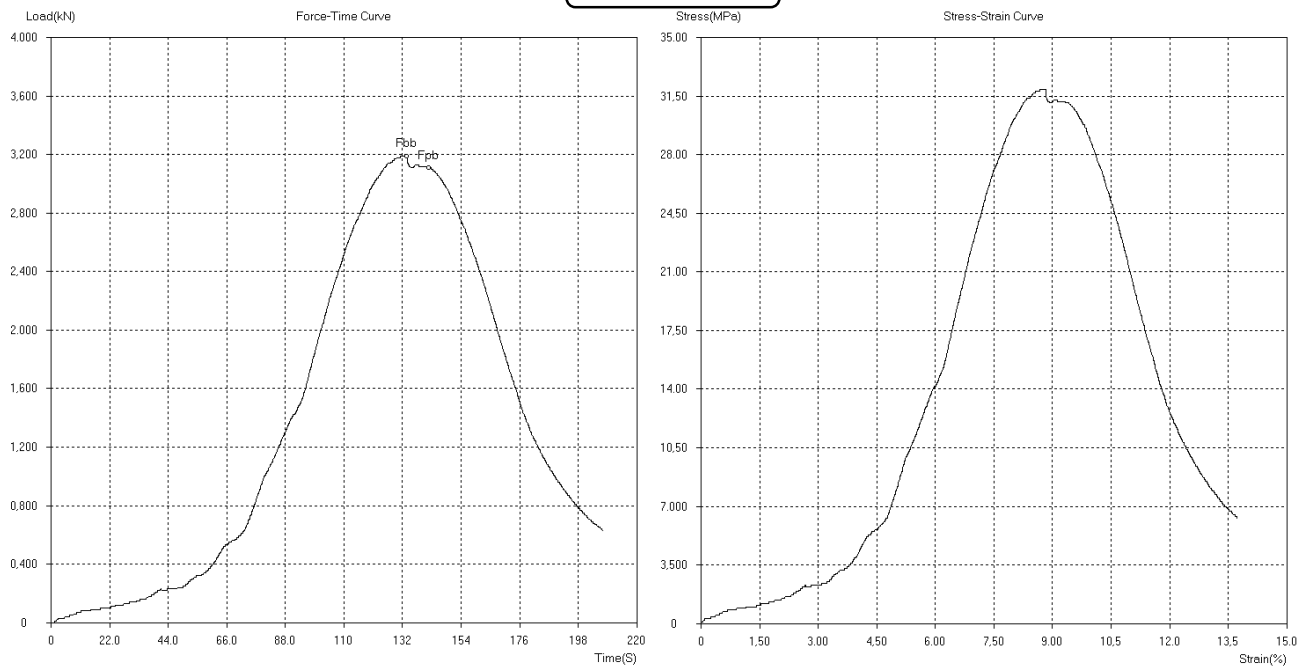


Figure IV.8 : courbes (force/temps), (contrainte/déformation) de BB 6.01.

➤ **Commentaire**

La résistance à la traction par flexion exercée sur le béton bitumineux montre une résistance aux déformations élevée, due au respect de la norme de la formulation qui donne un mélange dense et compact.

IV.5. Conclusion

L'objectif principal de la formulation est de trouver le pourcentage optimum de chaque constituant pour formuler le Béton Bitumineux (BB).

On a essayé de voir si les performances techniques des constituants (graviers, bitume) permettent son utilisation dans la formulation. Les résultats de cette étude montrent que les fractions des granulats prélevés de la carrière de Zakkar (Djelfa) satisfont les conditions d'utilisation de gravier dans les mélanges Bitumineux. De même, pour le bitume choisi, on a trouvé qu'il est possible techniquement de faire des couches en BB avec ces matériaux répondant aux critères de portance et de déformabilité requis.

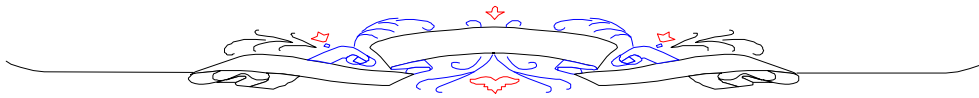
La formulation étudiée a été soumise à l'essai Marshall largement utilisé par les laboratoires Algériens ; il permet d'avoir les caractéristiques suivantes :

- La stabilité qui est la résistance maximale à l'écrasement.
- Le fluage qui est le raccourcissement du diamètre de l'éprouvette au moment de sa rupture.

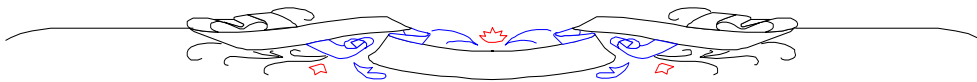
La formulation de béton bitumineux passe par plusieurs étapes principales :

- La détermination de pourcentage de chaque fraction pour que le mélange soit continu avec un pourcentage de vide minimum.
- La détermination de la teneur en liant optimum pour satisfaire les conditions de fluage et de stabilité de la méthode Marshall.

Le Pourcentage 6.01% de bitume (40/50) a donné une stabilité et un fluage satisfaisants, et un mélange de Béton Bitumineux homogène. Pour cela, notre BB est prêt à l'utilisation pour fabriquer les échantillons bicouche destinés aux essais cycliques présentés dans le chapitre suivant.



*EFFET DU SABLE DE DUNE SUR LA
REDUCTION DE LA FISSURATION A
L'INTERFACE GC/BB*



V. Effet du sable de dune sur la réduction de la fissuration à l'interface GC/BB

V.1. Introduction :

Les deux programmes expérimentaux précédents (formulations de GC et BB) ont permis de connaître les caractéristiques nécessaires de ces matériaux pour obtenir les meilleures performances possibles. La préparation des échantillons bi-couche GC/BB est l'objectif de ce chapitre qui s'intéresse au comportement à l'interface entre les deux couches et leur influence sur le phénomène de propagation de fissure. L'interface devrait être suffisamment rugueuse pour assurer une adhérence parfaite entre les deux couches de nature différente pour éviter le décollement lors des chargements mécaniques.

On a essayé de voir l'effet de l'ajout de sable de dune à l'interface et son influence sur la propagation des fissures et si l'application de cette technique assure le non décollement entre les couches.

Ce programme expérimental a pour but d'évaluer l'influence de la présence du sable de dune mélangé avec l'émulsion de bitume sur le comportement d'éléments bi-couche (GC/BB). L'objectif est de déterminer s'il existe un pourcentage optimum de sable de dune qui donne un comportement idéal à ce système.

La couche de la Grave-Ciment améliorée par l'ajout de sable de dune résiste bien aux efforts élevés de chargement cyclique dûs au trafic de poids lourd mais l'inconvénient de cette couche est la présence inévitable des fissures qui se propagent avec le temps vers les couches supérieures. Ce problème peut être éliminé ou à la limite retardé en assurant une bonne liaison entre les couches pour que le système BB/GC travaille en bloc par l'effet des grains de sable de dune dans l'émulsion sur la propagation des fissures.

Nous exposons en premier lieu les étapes de fabrication des échantillons bi-couche GC/BB pour les mesures expérimentales et en deuxième lieu, les mesures expérimentales (essai cyclique de flexion trois points).

V.2. Préparation des échantillons

Après l'optimisation de la couche de la Grave-Ciment, la préparation des échantillons bicouches commence et un total de 5 types d'échantillons était manufacturé : un échantillon de référence (R) sans sable de dune à la couche intermédiaire, et 4 autres échantillons faits avec le sable de dune et l'émulsion à l'interface (2,5kg/m² d'émulsion (C.T.T.P 2004)). Un total de 25 échantillons a été manufacturé (Tableau V.1).

Tableau V.1 : Pourcentages de sable de dune et d'émulsion dans l'interface

Échantillons	Pourcentage d'émulsion (%)	Pourcentage de sable de dune (%)
SD 0%	100	0
SD 20%	80	20
SD 30%	70	30
SD 40%	60	40
SD 50%	50	50

La connaissance du comportement mécanique du composite GC/BB nécessite la réalisation d'essais mécaniques sous chargement cyclique. Différentes éprouvettes ont donc été fabriquées. Les éprouvettes sont toutes manufacturées de sorte à obtenir des échantillons similaires le plus possible.

Pour en faciliter l'interprétation, on souhaite pouvoir réaliser des essais mécaniques pour lesquels il est raisonnable de supposer que les champs de contrainte et de déformation sont globalement homogènes au sein de la zone utile. Il est alors nécessaire de limiter les défauts superficiels des éprouvettes afin d'éviter les concentrations de contrainte locales induites par la micro-géométrie de surface.

La fabrication des éprouvettes passe par trois étapes ; fabrication de la GC, préparation de l'interface, et coulage de BB.

V.2.1. Matériaux de l'interface

V.2.1.1. L'émulsion

L'émulsion de bitume est obtenue en mélangeant énergiquement le bitume avec de l'eau ; elle est constituée de globules de bitume dont la taille varie de 2 à 20 μm . Afin d'éviter que les globules de bitume ne s'agglomèrent entre elles, il faut utiliser une matière tensioactive. Ce tensioactif possède une affinité physico-chimique à la fois avec l'eau (hydrophile) et le bitume et forme donc un film autour des globules de bitume ; le produit obtenu est donc un fluide visqueux. L'évaporation de l'eau entraîne l'agglomération des globules et permet de retrouver les propriétés du bitume ; pour ce processus de durcissement, on parle de " rupture " de l'émulsion. L'indice de rupture définit la classe de l'émulsion – rapide, semi-rapide, lente ou surstabilisée. Par exemple, L'indice de rupture du LCPC est mesuré en introduisant des fines siliceuses dans 100 g d'émulsion.

Les caractéristiques de l'émulsion utilisée (tableau V.2) ont été fournies par le fabricant (voir fiche technique en annexe **p1111**)

Tableau V.2 : Caractéristiques de l'émulsion.

Caractéristique	Norme	Valeur	Limite
Pseudo viscosité	NA 5222-NFT 66-005	10	<30
Teneur en eau (%)	NA 5289-NFT 66-023	34.61	34-36

Indice de rupture (gr)	NA 5327-NFT 66-017	75	<100
Ph	Méthode LCPC	3.41	>1
stabilité au stockage (%)	NA 5233-NFT 66-022	0.5	<5

D'après les résultats (Tableau V.2), on constate qu'elle est utilisable pour notre interface.

V.2.2. Préparation de la couche de la Grave-Ciment

La fabrication de la couche de GC avec les dimensions de 200*100*40 mm a été faite à l'aide d'un moule métallique préparé spécialement pour ce but. Au début, on mélange les granulats de carrière avec 20% de sable de dune et 12% de ciment et une quantité bien précise d'eau (ω_{opt}) ; le malaxage a été fait par un malaxeur de béton. Après avoir obtenu un mélange homogène, on met une quantité bien précise de ce mélange dans le moule afin d'obtenir la même densité que celle trouvée par l'essai Proctor. Le compactage a été fait par la presse à béton.

Les échantillons fabriqués sont conservés dans l'eau à une température ambiante (entre 10 à 20°C) ; les détails de fabrication sont montrés dans le chapitre de formulation de la Grave-Ciment.

V.2.3. Préparation de l'interface

Après 28 jours de la manufacture de la GC, les échantillons sont prêts pour la deuxième phase qui est la préparation de l'interface. Comme il est important d'assurer une liaison parfaite entre les deux couches, cette phase est critique et demande plus de précision ; l'ajout de sable de dune à l'émulsion par substitution est une technique nouvelle et donne l'originalité à notre travail. Au début, on nettoie la surface de l'échantillon, puis on met la quantité de sable de dune au milieu et avec une règle on le distribue sur la surface de l'éprouvette d'une façon homogène. Par la suite, on répandra régulièrement la quantité exacte de l'émulsion, (Figure V.1).



Figure V.1. Etapes de préparation de la couche d'interface, de droite à gauche. [Azzouzi et Kettab, 2018].

V.2.4. Mise en place de la couche de béton bitumineux

Les graviers préalablement chauffés à 160° C sont soigneusement pesés. Après un malaxage de 30 secondes des granulats, le liant est ajouté à l'ensemble pour un malaxage de 90 secondes.

Le mélange ainsi obtenu retourne à l'étuve pour regagner sa température initiale de 160°C. Le mélange est alors versé dans le moule pour être compacté sur la couche de GC déjà placée avec l'interface traitée. Les dimensions finales de l'échantillon sont de 200 × 100 × 80 mm. Un bon compactage et une bonne préparation permettent d'obtenir des échantillons homogènes. L'échantillon bi-couche (GC/BB) final est montré dans la figure V.2.

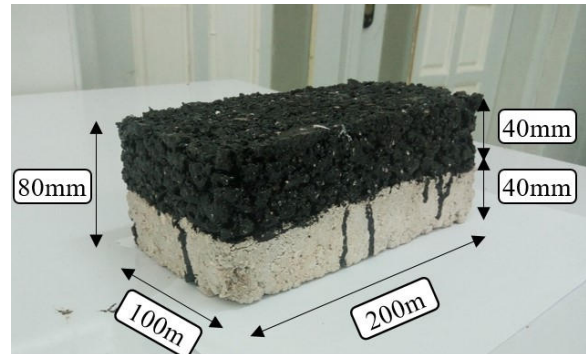


Figure V.2. Epreuve bi-couche GC/BB avec une interface d'émulsion/SD

V.3. Flexion à trois points

V.3.1. Objectif

On se propose dans ce paragraphe de présenter les moyens expérimentaux utilisés pour caractériser le comportement mécanique en fatigue de notre matériau.

Afin d'étudier à la fois le comportement cyclique et l'endommagement en fatigue à grand nombre de cycles, des essais cycliques ont été conduits sur une machine de fatigue MTS 370 servo-hydraulique de capacité axiale 100kN. La géométrie des éprouvettes utilisées pour ces essais est représentée à la Figure V.2.

V.3.2. Dispositif expérimental

V.3.2.1. Machine d'essais

Les essais de fatigue sont réalisés sur une machine servo-hydraulique MTS modèle 370.10 (Figures V.3 et V.4) qui permet d'effectuer des essais de traction, torsion, compression, flexion, statique ou cyclique. L'ensemble est constitué d'un bâti rigide portant une traverse réglable. Sur la partie inférieure du bâti, deux vérins hydrauliques assurent la mise en charge de l'éprouvette. Sur la traverse mobile (en haut de la machine), il y a deux cellules de mesure, une pour déterminer les efforts de traction-compression jusqu'à ± 100 kN ; et l'autre pour mesurer le couple de torsion jusqu'à ± 2 kN.m. L'énergie hydraulique est fournie par un groupe hydraulique séparé de 10 kW de puissance.

Le pilotage de la machine s'effectue au travers d'une boucle d'asservissement qui impose par l'intermédiaire de la sollicitation mécanique, l'égalité entre la réponse d'un capteur et une consigne affichée.

Les capteurs peuvent être soit un :

- Capteur de force axiale +/- 100 kN.
- Extensomètre axial traction compression : longueur de jauge 20mm, déplacement : +/- 5mm (déformation +/-25%)

Les consignes sont affichées sur les modules de commande (signaux sinusoïdaux, carrés, triangulaires, fréquences, amplitude variables...). La machine permet des déplacements manuels de traverse, les réglages d'offset, elle comporte aussi un module qui permet de programmer un trajet de chargement défini par des séquences élémentaires (rampe, cycles...).

Les essais de fatigue peuvent être réalisés à force ou à déformation imposée.

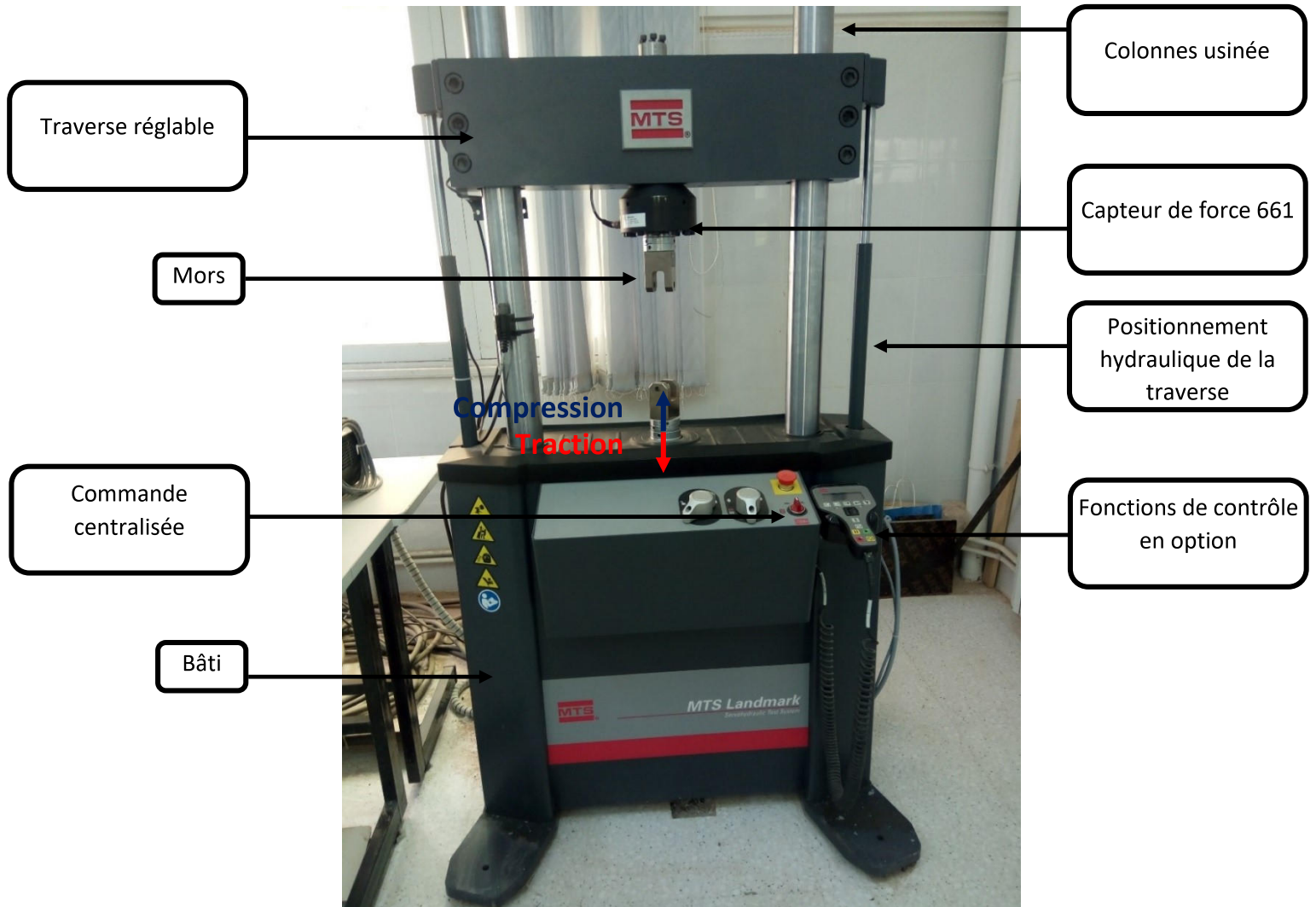


Figure V.3. Dispositif expérimental



Figure V.4. : Système de fixation des éprouvettes pour l'essai de flexion trois points.

V.3.3. Principe de l'essai de flexion trois points

V.3.3.1. Généralités

Cette méthode caractérise le comportement des mélanges bitumineux en fatigue par flexion trois points avec déplacement ou bien force imposé, en utilisant des éprouvettes en forme de poutre prismatique. La méthode peut être utilisée pour des éprouvettes de mélanges bitumineux d'une dimension granulaire maximale de 22 mm, ou pour des échantillons provenant de couches de chaussées d'une épaisseur d'au moins 50 mm [NF EN 12697-24, 2012].

Pour une fréquence donnée de déplacement sinusoïdal, la méthode doit être appliquée à plusieurs éprouvettes soumises à essai à température contrôlée.

L'essai consiste à appliquer un déplacement ou une force sinusoïdal d'amplitude constante au point central de la portée d'une éprouvette en forme de poutre, suspendue à ses deux extrémités. Durant tout l'essai, la déformation de la section au centre de la portée de l'éprouvette doit être régulièrement enregistrée en fonction du nombre de cycles.

V.3.4. Système de sollicitation et d'acquisition

V.3.4.1. Sollicitation

La presse utilisée pour cette campagne expérimentale est une presse hydraulique d'une force de 100 kN. Le pilotage de la presse peut être manuel par le tableau de commande. Ce tableau est uniquement utilisé pour le montage de l'éprouvette avant l'essai et pour le maintien de l'ensemble. La presse est principalement asservie en mode automatique grâce à un ordinateur

utilisant le logiciel MTS TestSuite™ Multipurpose Elite. On peut réaliser un asservissement en mode de contrôle de force, de déplacement ou de déformation.

Dans l'environnement MTS TestSuite™ Multipurpose Elite, lors de nos essais (Figure V.5), la sollicitation se fait à l'aide du générateur de fonctions en mode de force.

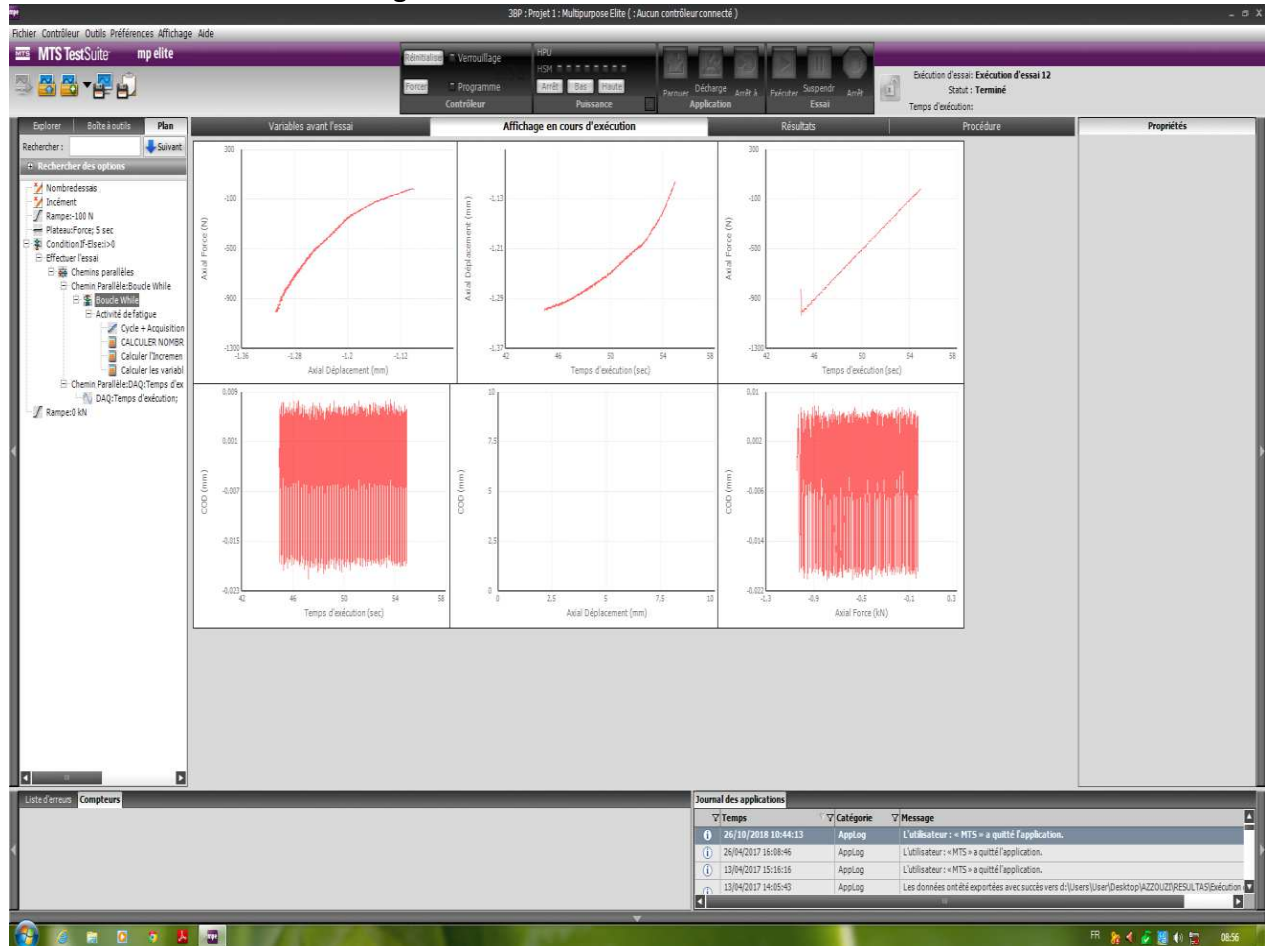


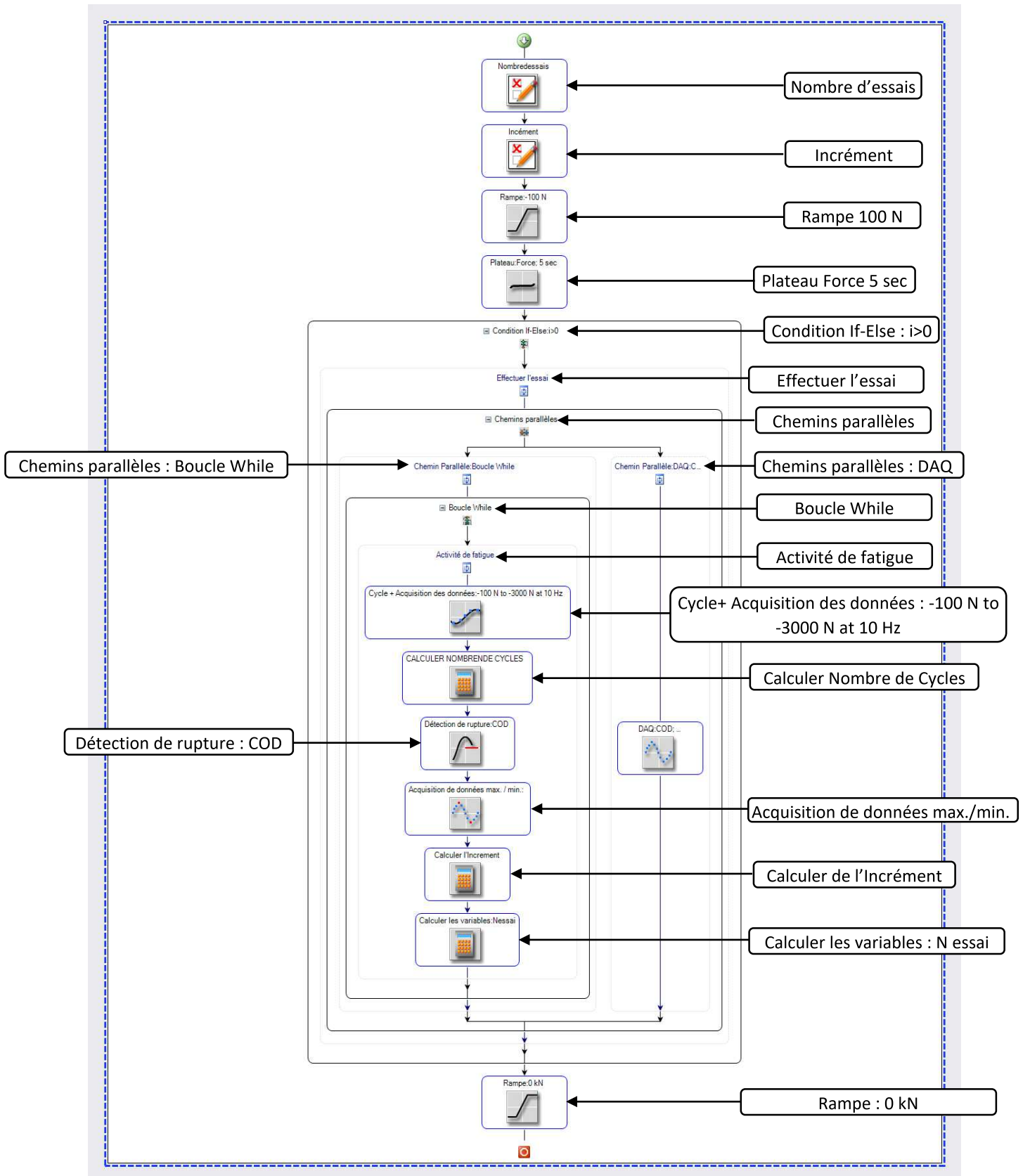
Figure V.5. : Logiciel MTS TestSuite™ Multipurpose Elite

V.3.5. Procédure de l'essai

La procédure de l'essai a été faite par le logiciel Multipurpose Elite pour assurer les étapes nécessaires pour l'essai de fatigue, la figure V.6 montre la procédure de l'essai.

Les étapes principales pour l'essai de flexion trois points sont les suivantes :

- Préparation de l'essai par la mise en contact de l'éprouvette et le support de chargement par l'application d'une force égale à 10N pendant 5 sec.
- Application de la charge cyclique chargement/déchargement avec une force imposée de 3kN et une fréquence de 10Hz.
- Enregistrement de la force, du déplacement et de l'ouverture de fissure à chaque cycle.
- Arrêt de l'essai programmé automatiquement avec l'ouverture maximum de l'extensomètre (la rupture de l'éprouvette).



V.3.5.1. Paramètres de l'essai

Dans un essai de fatigue, notre échantillon est soumis à une force variable dans le temps, d'amplitude et de fréquences données (10Hz).

Nous montrons sur la Figure V.7, un exemple de diagramme force/cycle de fatigue.

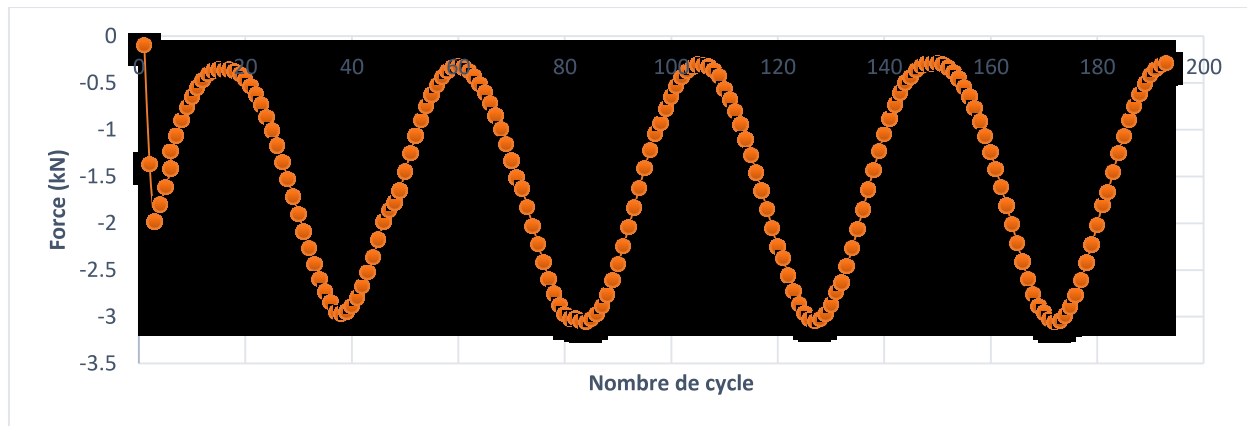


Figure V.7. : Description du cycle de chargement en force

V.3.6. L'acquisition

Afin de pouvoir interpréter un essai de fatigue, plusieurs courbes sont analysées ; celles-ci sont tracées à partir des données acquises au cours de l'essai. Nous faisons les acquisitions des données avec une intervalle de temps qui doit être adapté au taux de variation du module. Les données sont stockées dans le fichier d'acquisition. Elles sont ensuite traitées avec le logiciel Microsoft® Excel et Grapher.

Cette acquisition se fait pour la force et l'extensomètre ; on note pour chaque acquisition le numéro du cycle appliqué. Nous obtenons ainsi un tableau composé de 5 colonnes. La première colonne désigne le nombre de cycle, la deuxième désigne l'ouverture de la fissure, la troisième montre le temps d'exécution, la quatrième présente le déplacement axial et La dernière indique la force axiale, (Tableau V.3).

Tableau V.3 : Exemple d'un tableau des résultats obtenus par l'essai cyclique de flexion trois points.

Cycles	COD	Temps d'exécution	Axial Déplacement	Axial Force
1	0.1241304	15.12304688	0.000116642	0.099851189
2	0.1438305	15.24023438	0.000154833	2.711811768
3	0.1532304	15.33789063	1.44076E-05	2.793776611
4	0.1594286	15.43554688	5.60649E-05	2.683040283
5	0.16461012	15.53320313	9.28928E-05	2.542228516
6	0.16918927	15.63085938	3.58532E-05	2.375434082
6	0.17338285	15.72851563	7.95855E-05	2.172085693
7	0.17732596	15.82617188	7.14704E-05	1.960605103
8	0.18105704	15.92382813	1.59728E-06	1.753742432
9	0.18467757	16.02148438	4.63059E-05	1.536806396
10	0.18821603	16.11914063	7.79429E-05	1.324033691
11	0.19185817	16.21679688	3.18884E-05	1.1258125
12	0.1956622	16.31445313	0.000129666	0.946455505
13	0.199352	16.41210938	4.81069E-05	0.76191687
14	0.203267	16.50976563	8.94981E-05	0.631121155
15	0.20723676	16.60742188	6.78172E-05	0.485991119
16	0.21151277	16.70507813	6.68612E-05	0.401335022
17	0.21562484	16.80273438	6.81911E-06	0.31287204
18	0.22002491	16.90039063	2.10638E-05	0.262695923
19	0.22450658	16.99804688	4.76181E-05	0.226859177
20	0.22927401	17.09570313	6.38574E-05	0.237729034
21	0.23418036	17.19335938	7.3454E-05	0.261451294
22	0.23927054	17.29101563	0.000176057	0.320623627
23	0.24438358	17.38867188	2.47571E-05	0.393334381
24	0.24954492	17.48632813	8.80462E-05	0.492430084
25	0.25483806	17.58398438	7.85696E-05	0.622711548
26	0.2601484	17.68164063	6.58315E-06	0.757568115
27	0.26544605	17.77929688	2.14104E-05	0.912134338
28	0.27086574	17.87695313	7.27113E-05	1.092106323
29	0.27610615	17.97460938	3.9695E-05	1.252141968
30	0.28152292	18.07226563	7.35661E-05	1.457311768
31	0.28668856	18.16992188	0.000114986	1.635593384
32	0.29180761	18.26757813	3.41063E-05	1.834904541
33	0.29685826	18.36523438	2.62881E-05	2.015689819
34	0.30181758	18.46289063	2.7955E-05	2.221841553
35	0.30668508	18.56054688	3.28889E-05	2.39707251
36	0.31125805	18.65820313	2.93569E-05	2.547851318

V.3.6.1. Procédure d'acquisition

La gestion de toutes les informations fournies par les différents éléments que nous venons de présenter, est assurée par un système informatique. Le logiciel Multipurpose Elite permet d'acquérir automatiquement les données brutes (temps, déplacement, charge, ouverture de fissure) exploitées par la suite sous Excel et Grapher.

La période d'acquisition va dépendre du type de sollicitation. Dans le cas des essais cyclique, les points de mesures seront enregistrés à intervalles de temps très rapprochés pendant toute la durée de l'essai.

La simplicité apparente du principe d'acquisition dans le cas d'une sollicitation périodique ne doit toutefois pas masquer la difficulté qui se présente au niveau de la gestion de ces données. Par ailleurs, la structuration des enregistrements en termes de points de mesures et non plus en termes de cycles échantillonnés, ne permet pas une grande souplesse dans la manipulation et l'exploitation ultérieure de ces informations. En effet, d'une part, les acquisitions sont toujours bien synchronisées avec le début de chaque cycle de fatigue et même pendant le cycle (10 à 12 enregistrement à chaque cycle).

V.7. Résultats de l'essai de flexion trois points

Le nombre de cycles correspondant à l'ouverture de fissure a été considéré comme paramètre représentatif du comportement et pris comme critère d'échec. Les Figures (V.8, ..., V12) montrent les différentes courbes d'ouverture de fissure par rapport au nombre de cycles.

Les résultats montrés dans la figure V.13 sont les valeurs moyennes de cinq échantillons. Pendant l'essai, on a observé qu'une fissure principale apparaissait et commençait à se propager au milieu de la couche de GC. Elle se développe dans la largeur et la longueur jusqu'à ce qu'elle atteigne le pic de l'échantillon (figure V.14). La propagation des fissures était plus rapide dans la couche de GC, et a duré plus longtemps dans la couche de BB ; cela peut se justifier par la nature fragile de la Grave-Ciment et la nature viscoélastique du béton bitumineux.

Notons que la fissure entoure la majorité d'agrégat dans sa trajectoire, mais certains agrégats se cassent ; ceci peut être expliqué par la nature calcaire du gravier. (Figure V.14)

Pour la plupart des échantillons, la fissure a atteint la surface supérieure avant la fin de l'essai.

En outre, il convient de noter qu'une séparation entre les couches ou une réduction de liaison entre elles a été détectée dans un nombre très limité d'échantillons (les échantillons avec un pourcentage du sable de dune qui dépasse 30%).

Les échantillons de 30% du sable de dune présentent une résistance élevée contre le chargement cyclique avec une propagation de fissure lente et une cohérence parfaite entre les deux couches (GC/BB).

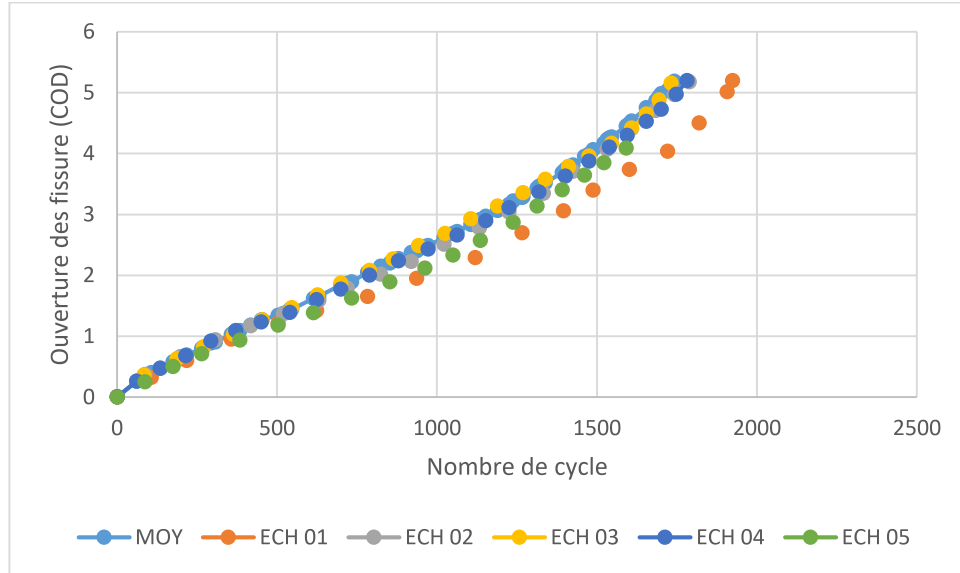


Figure V.8. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 0% de sable de dune à l'interface.

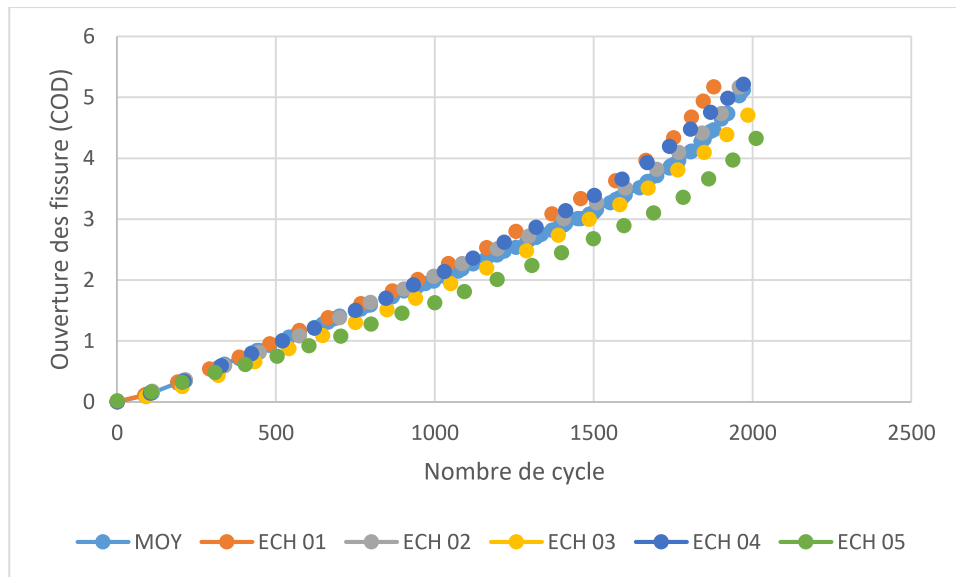


Figure V.9. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 20% de sable de dune à l'interface.

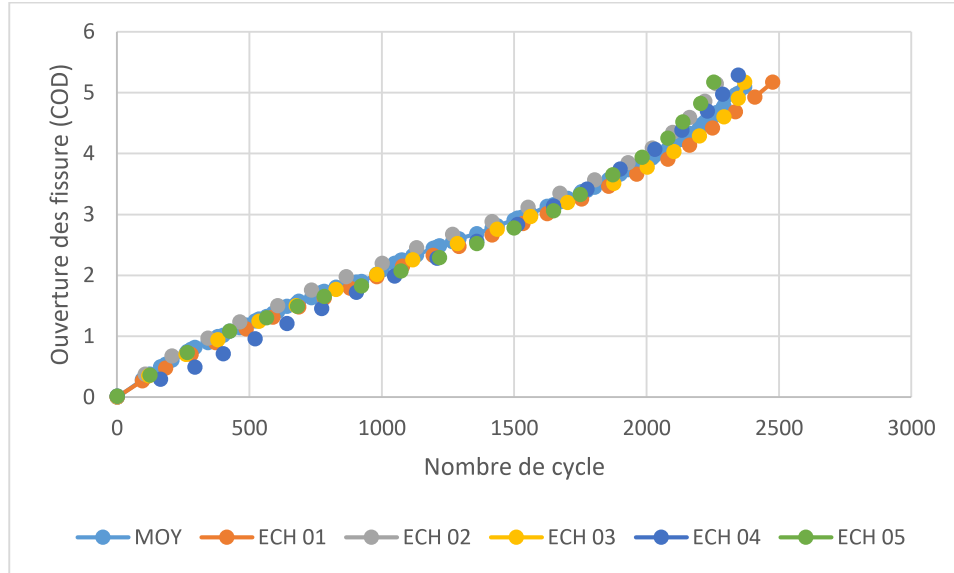


Figure V.10. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 30% de sable de dune à l'interface.

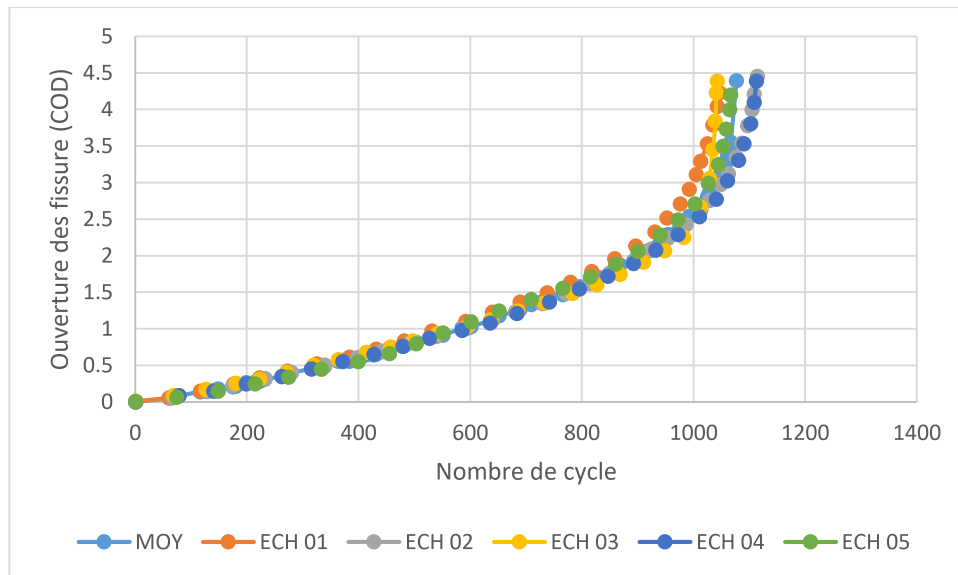


Figure V.11. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 40% de sable de dune à l'interface.

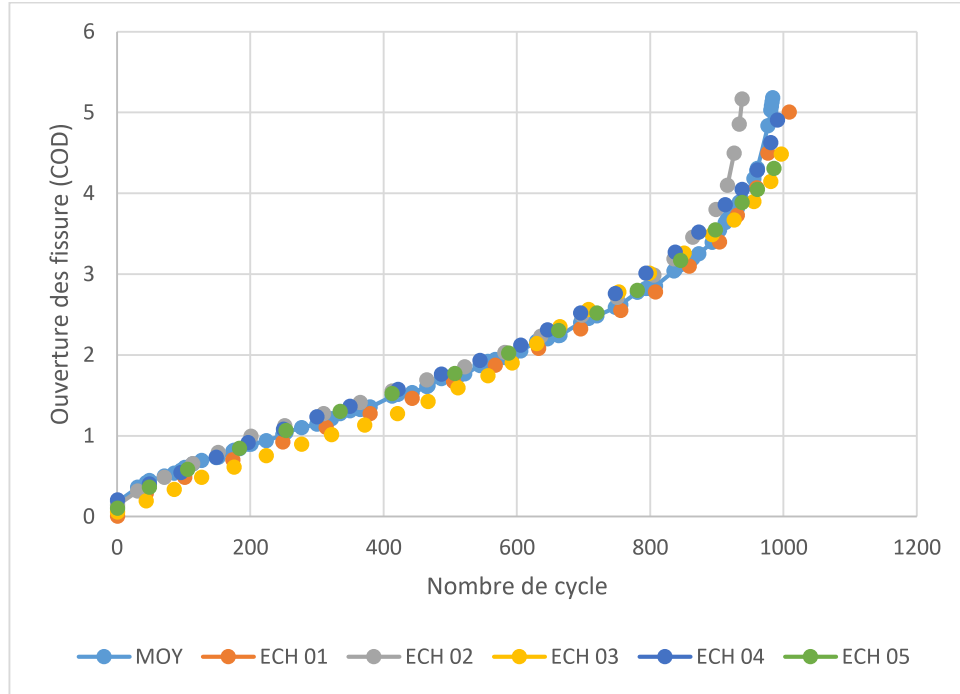


Figure V.12. : Evolution du module de l'ouverture de fissure en fonction de nombre de cycles du 50% de sable de dune à l'interface.

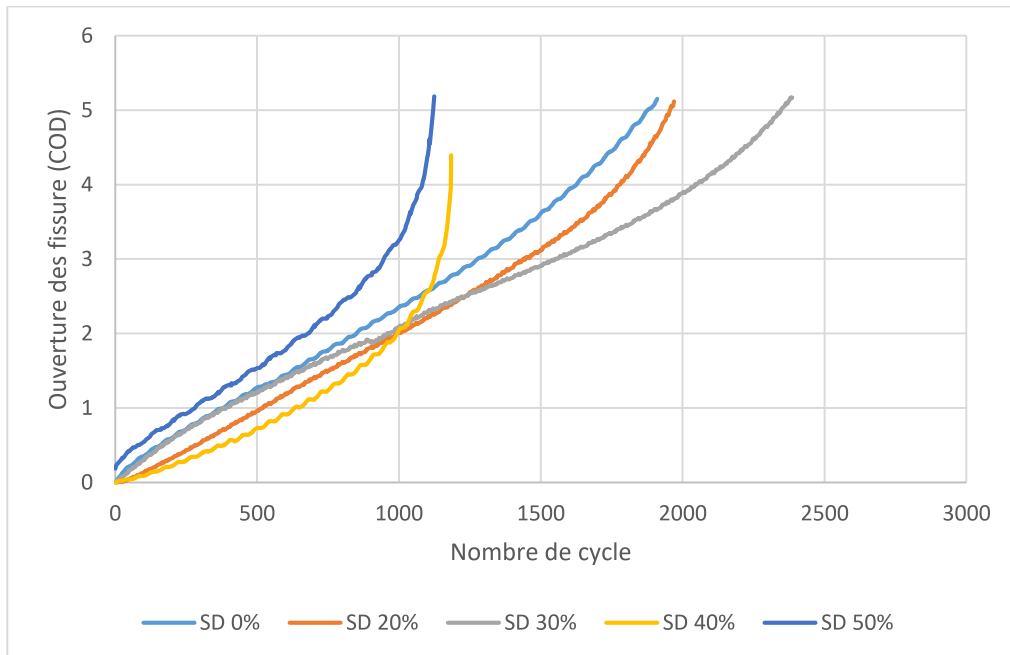


Figure V.13. : Les courbes des moyens du 0 à 50% d'ajouts du sable de dune à l'interface.



Figure V.14. Échantillon fissuré.

L'ajout de sable de dunes par substitution de l'émulsion à l'interface des échantillons, augmente le comportement de l'échantillon progressivement jusqu'à 30% de SD, après ce pourcentage le comportement de bicouche diminue immédiatement.

Les résultats montrés aux figures V.09 et V.13 prouvent que l'ajout de sable de dunes avec une petite proportion (20%), influe positivement et de manière très significative sur le nombre de cycles. Ceci indique que l'ajout de sable de dune participe à l'amélioration de la résistance du bicouche au chargement cyclique.

L'addition de SD en présence d'émulsion a tendance à coller les deux couches, ce qui résulte un collage très dense pendant l'essai ; c'est pour cela qu'on observe l'augmentation de la durée de vie en fatigue. De plus, les particules de sable des dunes tendent à améliorer, l'adhésivité entre les deux couches, d'où un bicouche plus compact.

Pour 20% de sable de dune, on observe une augmentation de nombre de cycles par rapport à l'échantillon de référence ; cette augmentation continue jusqu'à 30% d'ajout. Par contre, au-delà de ce pourcentage le nombre de cycles diminue immédiatement.

Cependant, avec la poursuite de l'essai, la différence entre les valeurs d'ouverture de fissure obtenues à travers les différents échantillons était plus claire. À la fin de l'essai, la diminution de nombre de cycles variait entre une valeur minimum de 984 à 50% à 1077 à 40% ; une valeur intermédiaire de 1976 pour 20% et 1743 cycles est obtenue dans l'échantillon de référence. (Figure V.15).

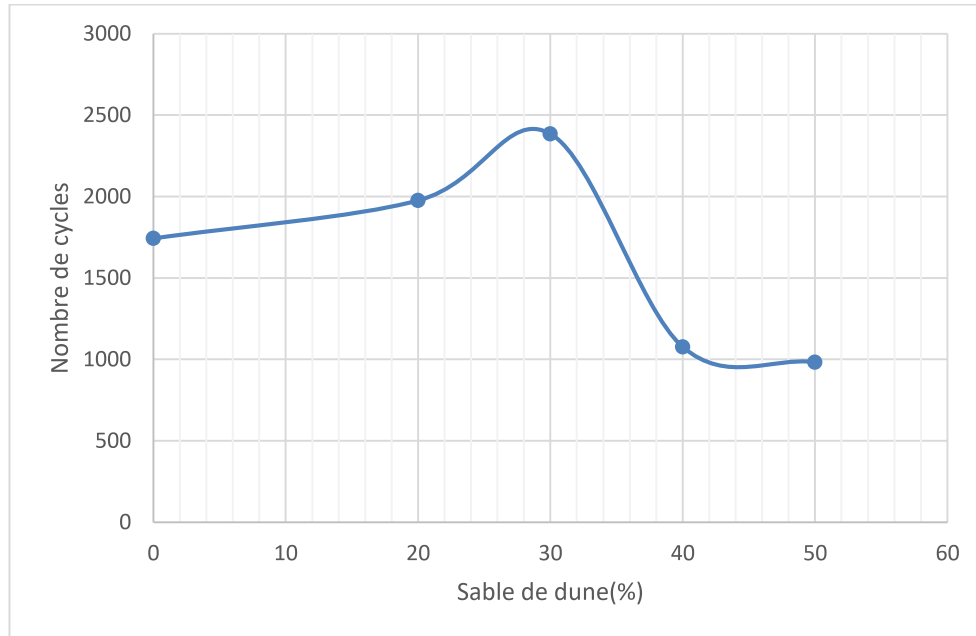


Figure V.15 : Evolution de nombre de cycle en fonction du % de SD

Comme le montre la figure V.15, 30% du sable de dune présente un comportement anti-propagation des fissures plus élevé.

L'ajout du sable de dune dans la couche d'interface par substitution d'émulsion augmente le nombre de cycles, par conséquent augmente la stabilité du système bi-couche (GC/BB) sous chargement dynamique et améliore la résistance à la propagation des fissures. Ceci pourrait être expliqué par le fait que l'addition du sable de dune à l'émulsion réduit les vides dans l'interface et augmente la rugosité entre les deux couches. Ces résultats sont très proches des résultats de Mustapha et al. [Mustapha et al.,2016] sur l'effet positif du sable de dune ajouté à la surface du béton bitumineux pour améliorer la résistance au polissage en créant une microtexture artificielle qui produit des forces de frottement importantes.

Dans cette étude de comportement de Bi-couche (GC/BB), les échantillons sans ajout du sable de dune ont montré moins de résistance au cisaillement de l'interface par rapport aux échantillons renforcés par SD, quoique 30% du sable de dune sont capables de maximiser la liaison entre la Grave-ciment (GC) et le béton bitumineux (BB). Donc, l'effet de sable de dune avec l'émulsion observé dans cette étude était dû à l'augmentation de liaison entre les couches inférieure et supérieure des échantillons, d'où la formation d'un mortier (émulsion/sable de dune).

Généralement l'émulsion avec 50% du sable de dune présente un mauvais comportement contre la propagation des fissures (séparation des couches) à cause de la discontinuité entre les couches qui produit une chute d'adhérence entre elles, et donc, un mauvais système anti-fissure. Au contraire, dans le cas des échantillons avec un pourcentage inférieur du sable de dune, une plus petite ouverture de fissure se produit pendant l'essai ; le mortier (émulsion/sable de dune) améliore la résistance aux propagations de fissures.

Comparons ces résultats avec les résultats des autres études sur les systèmes anti-propagation de fissure. Plusieurs chercheurs [Iren et al. 2015, David et al. 2011, Virgili et al. 2009, Sina et al 2016] ont trouvé que l'utilisation des différents types de géosynthétiques réduisent la propagation des fissures et améliorent la résistance des échantillons lors de chargement cyclique, il est clair que l'effet des géosynthétiques est plus important que l'effet de sable de dune : par exemple le nombre de cycles varier de 52551 à 354942 dans le cas d'ajout du Géogrilles [Khodaii et autres 2009]. Ceci peut être expliqué principalement par la nature polymère du géosynthétique qui fournit une répartition des charges uniforme.

V.4. Conclusion

Le comportement vis à vis de la propagation des fissures de cinq pourcentages différents de l'émulsion /sable de dune a été étudié expérimentalement en utilisant l'essai de fatigue, et de flexion trois points. L'étude a examiné les effets d'ajout du sable de dune dans la Grave Ciment et à l'interface sur le comportement de Bi-couche (GC/BB) et sur la propagation de fissure.

Sur la base des résultats obtenus, nous concluons ce qui suit :

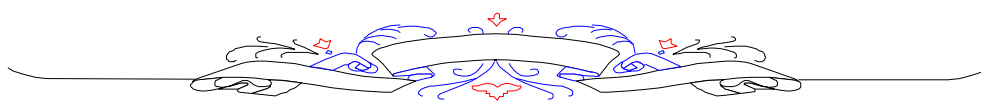
- L'ajout de 20% de sable de dune à la GC améliore sa résistance.
- Dans la couche d'interface, l'ajout de 30% du sable de dune avec l'émulsion entre les couches retarde la propagation des fissures et diminue la taille de l'ouverture de fissure pendant l'essai.
- L'addition de 30 % du sable de dune (SD 30%) dans l'interface, améliore la résistance à la fatigue de bi-couche (GC/BB) par rapport aux échantillons sans ajout de sable de dune.
- Le pourcentage du sable de dune est un facteur important influençant la résistance à la fissuration. Le nombre de cycles dans les échantillons qui ont un pourcentage du sable de dune inférieur à 30% est supérieur aux échantillons avec un pourcentage élevé du sable de dune (supérieur à 30%) à cause de la discontinuité produite par le pourcentage élevé de sable de dune entre les couches des échantillons qui diminue l'adhérence.

En résumé, pour obtenir une bonne performance de la bi-couche (GC/BB), la GC devrait avoir un pourcentage du sable de dune de 20%, en outre, l'ajout du sable de dune à l'émulsion forme un mortier apte à produire une continuité entre les couches et améliore le comportement de l'ensemble.

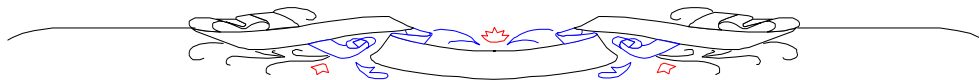
Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments

bicouches – Grave ciment /Béton bitumineux – sous sollicitations

statiques et cycliques.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le programme de recherche présenté s'inscrit dans le cadre d'une étude portant sur le comportement des couches de la route composée de la Grave-Ciment et du Béton bitumineux en faisant varier l'interface avec l'émulsion et le sable de dune. Les objectifs visés du travail de recherche sont les suivants :

- a) Rechercher une interface anti-propagation des fissures notamment les fissures de retrait de la couche de grave ciment.
- b) Caractériser et évaluer le comportement de la couche de la grave ciment en faisant varier le pourcentage ajouté de sable de dune sous des sollicitations monotones.
- c) Caractériser et évaluer le comportement de la couche de béton bitumineux en variant le pourcentage de bitume sous des sollicitations monotones.
- d) Caractériser et évaluer le comportement des éléments bicouche (GC/BB) en variant le pourcentage de sable de dune à l'émulsion bitumineuse sous des sollicitations cycliques. Le terme bicouche fait référence à des échantillons composés de deux couches grave ciment et béton bitumineux. La condition nécessaire à la réussite de l'assemblage des deux matériaux est de faire en sorte que le comportement du composite soit semblable à celui d'un élément monolithique.
- e) Améliorer les connaissances sur l'influence de l'ajout de sable de dune dans la formulation de la grave-ciment et dans l'interface sur le comportement des bicouches GC/BB.

Les échantillons fabriqués (composites GC/BB) ont pour objectif de simuler le comportement de structures lors de chargements cycliques. La méthodologie mise en œuvre pour répondre aux objectifs présentés précédemment se compose de trois parties complémentaires.

1. La première a pour but de formuler la GC par la variation de ciment et de pourcentage de SD.
 2. La seconde partie aborde la formulation de béton bitumineux afin de trouver le pourcentage des fractions granulaires et la teneur en bitume qui assurent les paramètres de fluage et de vide recommandés.
 3. Enfin, une troisième partie traite avec plus de précision de l'influence de la préparation de l'interface sur les risques de propagation de fissure.
1. La méthode de formulation de la GC se base sur les deux volets,
 - La recherche d'une granularité continue qui s'insère bien dans le fuseau spécifique et qui donne par la suite un mélange compact avec le minimum de vide, et
 - L'étude du pourcentage idéal du ciment pour arriver au seuil de la résistance voulu.

Les conclusions qu'on peut retenir à partir de la formulation de la GC sont les suivantes :

- La méthode de stabilisation des sables de dune étudiée a été proposée dans le but d'améliorer la compacité des mélanges, (par la correction granulométrique et l'opération de compactage) et de rigidifier le matériau stabilisé (par l'addition du ciment)
- L'augmentation des quantités de ciment et de sable SD ajoutées aux mélanges conduit à une augmentation de la densité sèche maximale jusqu'à 20%. Cette augmentation est attribuée essentiellement à l'accroissement de la compacité des mélanges stabilisés. Ce qui va influencer positivement sur l'évolution des performances mécaniques des matériaux obtenus.
- Le pourcentage de sable SD influe d'une façon très significative sur la densité sèche maximale. On constate que, pour des teneurs en ciment et en sable SD fixes, la densité sèche maximale des mélanges à base de sable SD est très acceptable. Cela peut être expliqué par la correction de la granulométrie par le sable SD. Ceci nous donne la possibilité de prévoir que les mélanges constitués de 20% de sable SD auront les meilleures performances mécaniques.
- Pour un dosage de sable SD fixe, l'augmentation du pourcentage de ciment conduit à une réduction continue de la teneur en eau optimale. La même remarque peut être notée concernant la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage de sable SD.
- Les essais d'écrasement et de flexion de la GC montrent que la résistance augmente rapidement avec l'ajout de ciment à cause d'effet de liaison sur la formation d'une structure cohérente ; la résistance varie de 8 Mpa à 17 Mpa.
- De même l'ajout de sable de dune au mélange influe positivement sur la résistance à la compression et à la flexion où on a observé une amélioration à chaque ajout pour atteindre une résistance maximum de 18 Mpa.

D'après les résultats expérimentaux obtenus, on a trouvé que le dosage de 12% de ciment et de 20% de SD donne un comportement rigide à la grave ciment GC.

2. Une caractérisation des matériaux rentrant dans la formulation de béton bitumineux est nécessaire avant la préparation des différents échantillons à différentes teneurs en bitume.

La formulation étudiée a été soumise à l'essai Marshall largement utilisé par les laboratoires Algériens ; il permet d'avoir les caractéristiques suivantes :

- La stabilité qui est la résistance maximale à l'écrasement.
- Le fluage qui est le raccourcissement du diamètre de l'éprouvette au moment de sa rupture.

La formulation de béton bitumineux passe par plusieurs étapes principales :

- La détermination de pourcentage de chaque fraction pour que le mélange soit continu avec un pourcentage de vide minimum.
- La détermination de la teneur en liant optimum pour satisfaire les conditions de fluage et de stabilité de la méthode Marshall.

Le Pourcentage 6.01% de bitume (40/50) a donné une stabilité et un fluage satisfaisants, et un mélange de Béton Bitumineux homogène.

3. Une partie importante de ce programme concerne l'influence de l'ajout de sable de dune à l'interface sur la propagation de fissure.

Cinq pourcentages de l'émulsion /sable de dune ont été étudiés expérimentalement en utilisant l'essai de fatigue, et de flexion trois points. L'étude a examiné les effets d'ajout du sable de dune dans la Grave Ciment et à l'interface sur le comportement de Bi-couche (GC/BB) et sur la propagation de fissure. Sur la base des résultats obtenus, nous concluons ce qui suit :

- L'ajout du sable de dune dans la couche d'interface par substitution d'émulsion augmente le nombre de cycles, par conséquent augmente la stabilité du système bi-couche (GC/BB) sous chargement dynamique et améliore la résistance à la propagation des fissures. Ceci pourrait être expliqué par le fait que l'addition du sable de dune à l'émulsion réduit les vides dans l'interface et augmente la rugosité entre les deux couches, en créant une microtexture artificielle qui produit des forces de frottement importantes.
- Dans cette étude de comportement de Bi-couche (GC/BB), les échantillons sans ajout du sable de dune ont montré moins de résistance au cisaillement de l'interface par rapport aux échantillons renforcés par SD, quoique 30% du sable de dune sont capables de maximiser la liaison entre la Grave-ciment (GC) et le béton bitumineux (BB). Donc, l'effet de sable de dune avec l'émulsion observé dans cette étude est dû à l'augmentation de liaison entre les couches inférieure et supérieure des échantillons, d'où la formation d'un mortier (émulsion/sable de dune).
- Généralement l'émulsion avec 50% du sable de dune présente un mauvais comportement contre la propagation des fissures (séparation des couches). Ceci est dû probablement à la discontinuité entre les couches qui produit une chute d'adhérence entre elles, et donc, un mauvais système anti-fissure. Au contraire, dans le cas des échantillons avec un pourcentage inférieur du sable de dune, une plus petite ouverture de fissure se produit pendant l'essai ; le mortier (émulsion/sable de dune) améliore la résistance à la propagation de fissure.

En résumé, pour obtenir une bonne performance de la bi-couche (GC/BB), la GC devrait avoir un pourcentage de 20% du sable de dune, En outre, l'ajout du sable de dune à l'émulsion forme un mortier apte à produire une continuité entre les couches et améliore le comportement de l'ensemble.

RECOMMANDATIONS

A partir des résultats obtenus, un certain nombre de recommandations peuvent être émises. Leur rôle est de faciliter la qualification des travaux en chantier en vue d'accroître la fiabilité de la technique de traitement de l'interface. Trois recommandations principales sont présentées :

– l'utilisation du sable de dune à l'interface peut garantir le comportement monolithique de l'ensemble GC/BB. En effet, un critère supplémentaire basé sur l'identification de la rugosité est nécessaire en complément à la mesure de l'adhérence. La fonction de cet essai est d'estimer la qualité de réalisation de l'interface et garantir que la réalisation a été faite selon les règles de l'art. De plus, même si l'augmentation de l'adhérence traduit une augmentation de résistance contre les charges cycliques, une bonne adhérence ne permet pas de bloquer la propagation des fissures mais à les retarder seulement.

– l'application des méthodes usuelles pour renforcer les interfaces contre la propagation de fissure par différents types de géosynthétique donne des bons résultats mais la technique reste chère et ne permet pas d'obtenir les conditions suffisantes garantissant le comportement monolithique d'une structure. L'application simple de sable de dune a permis dans notre cas d'obtenir des bi-couches (GC/BB) rigides à moindre coût. On peut résumer la technique par 3 conditions. D'une part, la préparation de la surface doit produire une surface propre, rugueuse, non fissurée au moment de la réalisation. Ensuite, la quantité adéquate de sable de dune doit être répartie régulièrement sur la surface de la GC avant de pulvériser l'émulsion sur les grains de SD. Enfin, une couche de BB doit être réalisée sur la surface traitée de la GC pour obtenir un composite GC/BB capable de résister aux efforts de trafics dans toutes les conditions climatiques.

– la quantité de SD à l'interface doit être vérifiée. Dans le cas de l'excès de SD à l'interface, la fissuration qui découle de la mise en traction de la GC peut favoriser la propagation d'un décollement à l'interface. En première approximation, une quantité exacte de SD devrait être établie et contrôlée sur chantier.

PERSPECTIVES DE RECHERCHE

Ce travail de recherche a permis de mieux comprendre le mécanisme qui engendre l'initiation et la propagation des fissures dans les couches de la route composée de la GC et du BB. L'adhérence entre ces deux couches semble être le paramètre principal garantissant le comportement monolithique de l'ensemble. Ce programme expérimental a permis de répondre à la globalité des questions soulevées en introduction. Mais il reste quelques points à confirmer.

– Le mécanisme de propagation de fissure repose sur la relation entre le paramètre de qualité d'interface et l'énergie nécessaire à la propagation de la fissure. Afin de la confirmer, une approche théorique ou expérimentale peut être mise de l'avant. L'utilisation d'un autre essai comme la torsion ou la traction directe semble donner plus d'information sur la qualité d'interface à différents pourcentages de SD.

– L'influence de la rigidité de la couche de GC et la viscoélasticité de la BB sur le mécanisme de l'ensemble n'a pas pu être étudiée. Même si d'après les résultats, cette influence est invisible, il serait pertinent d'en évaluer plus clairement l'effet. La variation de la rigidité de la GC et la viscoélasticité de BB peut éclairer ce phénomène.

– Les essais sur les échantillons présentant une surface limitée entre les deux couches peut influencer sur les résultats. Des essais à échelle réelle sont nécessaires pour évaluer les interfaces traitées avec des routes et charges réelles (planches d'essais).

– Les chargements cycliques réels sont beaucoup plus complexes que ceux simulés lors de ce travail de recherche. Supposons une route en bi-couche (GC/BB), possédant des micro fissure dans la couche de GC. Lors du passage des véhicules, la fissure est soumise à des chargements centrés (lorsque le véhicule est vis à vis de la fissure) mais aussi à des chargements excentrés (lorsque le véhicule est situé en deçà et au-delà de l'axe de la fissure). Cette combinaison alternative de contrainte de traction et de cisaillement pourrait à terme induire des décollements à l'interface. Ce type d'essai est techniquement très complexe et nécessite des appareils spéciaux.

– L'étude expérimentale de l'influence du sable de dune mis à l'interface de bi-couche (GC/BB) ouvre la porte sur l'étude théorique de ce phénomène avec la modélisation par les méthodes des éléments finis pour voir l'influence des beaucoup de paramètres qui influent sur la propagation de fissure.

Bibliographie :

- A.Brand et al., Données technologiques sur la fatigue, Senlis, CETIM, (1999), 4^e éd., pp 384.
- AASHO, Guide for Design of Pavement Structures (2019 Edition)
[<https://intrans.iastate.edu/app/uploads/sites/15/2018/12/5F-1.pdf>]
- Abadou Yacine , Mitiche-Kettab Ratiba et Ghrieb Abderrahmane. Ceramic waste influence on dune sand mortar performance. *Construction and Building Materials*, 125 (2016), pp703–713.
- Abanto-Bueno J, Lambros J. Investigation of crack growth in functionally graded materials using digital image correlation. *Eng Fract Mech* 69(14–16), (2002), pp 1695–1711.
- Abd El Halim A, Rickards IR, Haas R, Nabi R . Evaluation of design and construction effects on asphalt pavement performance through a portable in-situ shear test device. Eighth international conference on asphalt pavements, proceedings vol 2 (1997).
- Abderrahmane Ghrieb, Ratiba Mitiche-Kettab, Abderrahim Bali. Stabilization and Utilization of Dune Sand in Road Engineering. *Arab J Sci Eng*, 39 (2014),pp 1517–1529.
- Abderrahmane Ghrieb; Etude de stabilisation pour la valorisation des sables de dune en assises de chaussée, étude comparative entre trois sables de la région de Djelfa (Algérie). Thèse de Doctorat en Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, (2014).
- AFNOR, P 18-555. Granulats - Mesures des Masses Volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des granulats, Paris, dec 1990.
- Ahmed S, Dave E, Behnia B, Buttlar WG. Exline MK Fracture characterization of gap-graded asphalt mixtures and thin bonded wearing courses. *Int J Pavement Res Technol*, 3 (2010b),pp 128–134.
- Ahmed S, Dave EV, Buttlar WG, Exline MK Fracture properties of gap and dense graded thin bonded overlays. *J Assoc Asphalt Paving Technol*, 79 (2010a), pp 443–446.
- Allaoua Belferrag, Abdelouahed Kriker, Said Abboudi et Salima Tie Bi. Effect of granulometric correction of dune sand and pneumatic waste metal fibers on shrinkage of concrete in arid climates. *Journal of Cleaner Production*, 112 (2016),pp 3048-3056.
- Ambassa ZD, Allou F, Petit C, Medjo Eko R. Fatigue life prediction of asphalt pavement subjected to multiple axle loadings with viscoelastic FEM. *Constr Build Mater* (2013)43:443–52.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.017>.
- American Society for Testing and Materials (ASTM) D-6433. Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys; (2018).
- Apeageyi AK, Buttlar WG, Reis H .Estimation of low-temperature embrittlement for asphalt binders using an acoustic emission approach. In *INSIGHT—nondestructive testing and condition monitoring*. *J Br Inst Non-Destr Test*, 51(3) (2009), pp 129–136.
- Arnaud et Houel, Fatigue Damage of Asphalt Pavement on an Orthotropic Bridge Deck, *Road Materials and Pavement Design*, 08 (2007), pp 505–522.

-
- ASTM D7313-07a. Standard test method for determining fracture energy of asphalt-aggregate mixtures using the disk-shaped compact tension geometry. ASTM Volume 04.03 Road and Paving Materials (2008).
 - Aunis J, Balay JM . An applied research programme on continuous reinforced concrete pavements: the FABAC project. In: Proceedings of the 8th international symposium on concrete roads, Lisbon, 13–16 Sep (1998).
 - Autret P, de Boissoudy AB, Gramsammer JC . The circular test track of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées—first results. In: Proceeding of 6th international conference on structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, 13–17 June 1997, vol 1, pp 550–561.
 - Autret. P. (1989), Routes dans les régions en développement, LCPC, pp 64.
 - Azzouzi Boulanouar; Comportement de fondations de chaussées stabilisées au ciment selon la spécificité du climat en Algérie cas de Sétif. Thèse de Magister en Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, (2010).
 - Azzouzi B, Mitiche_Kettab Ratiba, Effects of dune sand on reduction of reflection cracking in double-layered paving systems for roads: a laboratory investigation. International Journal of Pavement Engineering 1477-268 (2018). (Online)
 - Bagnold Alger Ralph. the physics of blown sand and desert dunes Dover publications, inc Mineola, New York 2005.
 - Barnes C, Trottier J F, Evaluating laboratory-induced asphalt concrete moisture damage using surface waves. International Journal of Pavement Engineering 11 (2010), pp 489–497.
 - Behnia B, Buttlar WG, Apeageyi AK, Reis H . Determining the embrittlement temperature of asphalt binders using an acoustic emission approach, NDE/NDT for highways and bridges: Structural Materials Technology (SMT), New York, (2010).
 - Behnia B, Dave EV, Ahmed S, Buttlar WG, Reis H Investigation of effects of the recycled asphalt pavement (RAP) amounts on low temperature cracking performance of asphalt mixtures using acoustic emissions (AE). J Transp Res Board, 2208 (2011), pp 64–71.
 - Bergeron G, Paradis M, Tourangeau G . Réparation des nids-de-poule. Info DLC, Bulletin d'information technique 19(1) (2014).
 - Berthemet F, Chabot A . Apports du massif de Winkler dans la construction d'un outil de calcul d'analyse de structure multicouche fissurée reposant sur un sol. 21ème Congrès Français de Mécanique, 26-30,Août (2013), Bordeaux.
 - Biligiri et Kaloush, Prediction of Pavement Material's Impedance Using Ultrasonic Pulse Velocity, Road Materials and Pavement Design, 10 (2009), pp 767–787.
 - Birgisson B, Montepara A, Napier JA, Romeo E, Roncella R, Tebaldi G. Micromechanical analyses for measurement and prediction of HMA fracture energy. J Transp Res Rec 1970 (2006) , pp186–195.

- Birgisson B, Montepara A, Romeo E, Roncella R, Napier JA, Tebaldi G .Determination and prediction of crack patterns in Hot Mix Asphalt (HMA) mixtures. *J Eng Fract Mech* (2008) 75, pp 664–673.
- Birgisson B, Montepara A, Romeo E, Roncella R, Tebaldi G, Roque R . The use of digital image correlation for accurate determination of fracture energy density in hot mix asphalt (HMA). In: 6th RILEM international conference on cracking in pavements. Chicago Illinois, 2008, pp 811–820.
- Birgisson B, Roque R, Page G C,. Evaluation of water damage using hot mix asphalt fracture mechanics. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 72 (2003), pp 424–462.
- Bissonnette B, Courard L, Fowler DW, Granju J-L (eds). Bonded cement-based material overlays for the repair, the lining or the strengthening of slabs or pavements. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 193-RLS Series, vol 3 (2011), 1st edn, XIII, 177 p 76.
- BLPC, Concrete pavements: problems raised by the presence of water in their structure (Chaussées en béton: problèmes posés par la présence d'eau dans leur structure). *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, special issue, 8 (1979).
- Bodin D, Belzung F, de La Roche C, Chabot A .Thermomechanical modelling for fatigue damage of bituminous materials. In: Proceedings of the fifth international RILEM conference cracking in pavements, 5–8 May, Limoges, (2004) pp 675–682. *Rilem Proceedings*.
- Bodin D, Pijaudier-Cabot G, de La Roche C, Piau JM, Chabot A .Continuum damage approach to asphalt concrete fatigue modeling. *J Eng Mech (ASCE)*, 130(6) (2004), pp 700–708.
- Braham AF, Buttlar MP, Clyne TR, Marasteanu MO, Turos MI. The effect of long-term laboratory aging on asphalt concrete fracture energy. *J Assoc Asphalt Paving ,Technol* 78 (2009), pp 417–454.
- Bretagne N, Valle V, Dupre JC. Development of the marks tracking technique for strain field and volume variation measurements. *NDT&E Int*, 38 (2005), pp 290–298.
- BRRC, MM–MPT–02.02, Tensile adhesion test, Belgian Road research Centre—BRRC working method for the determination of bond strength to underlayers (2012).
- Brühwiler E, Wittmann FH. The Wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests. *Eng Fract Mech*, 35 (1–3) (1990), pp 117–125.
- Burmister DM The theory of stresses and displacements in layered systems and applications of the design of airport run ways. *Proc Highw Res Board* 23, (1943), pp 126–148.
- Buttlar WG, Ahmed S, Dave EV, Braham AF Comprehensive database of asphalt concrete fracture energy and links to field performance. Paper presented at the 89th annual meeting of the transportation research board. Washington, D.C (2010).
- Canestrari F, Ferrotti G, Partl MN, Santagata E. Advanced testing and characterization of interlayer shear resistance. *Transp Res Record J Transp Res Board* 1929(1), (2005), pp 69–78.
- Caron JF, Diaz A, Carreira RP, Ehrlacher A. Multi-particle modelling for the prediction of delamination in multi-layered materials. *Compos Sci Technol* 66(6), (2006), pp 755–765.

-
- Chaabane Lynda Amel, El-Hadj Kadri, Yahia Sebaibi et Hamza Soualhi, Dune sand and pumice impact on mechanical and thermal lightweight concrete properties, *Construction and Building Materials*, 133 (2017), pp 209–218.
 - Chabot A, Chupin O, Deloffre L, Duhamel D .Viscoroute 2.0: a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement. *RMPD Spec Issue Recent Adv Numer Simul Pavements* 11(2), (2010), pp 227–250.
 - Chabot A, Hammoum F, Hun M. Mixed—mixed-mode debonding approach to evaluate water sensibility in bi-layer composite pavements. In: 8th international conference on mechanisms of cracking and debonding in pavements (MCD2016), Nantes, France, June 7–9. Chabot A, et al. (eds) Springer RILEM Bookseries, 13, pp 613–618.
 - Chabot A, Hammoum F, Hun M. A 4pt bending bond test approach to evaluate water effect in a composite beam. *Eur J Environ Civil Eng* 11(2017), pp 54–69.
 - Chabot A, Hammoum F, Hun M. A 4pt bending bond test approach to evaluate water effect in a composite beam. *European J Environ Civil Eng* 11(s1), (2017), pp 54–69.
 - Chabot A, Hun M, Hammoum F. Determination of energy release rate for a mixed-mode debonding test for «composite» pavements. In: 6th international symposium on defect and material mechanics, 31–32, July 1–5, (2013), Centrale Nantes, France.
 - Chabot A, Hun M, Hammoum F. Mechanical analysis of a mixed mode debonding test for composite pavements. *Constr Build Mater* 40(2013), pp 1076–1087.
 - Chabot, A., Hammoum, F., Hun, M., A 4pt bending bond test approach to evaluate water effect in a composite beam. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 21 (2017), pp 54–69.
 - Chailleux E, Ramond G, Such C, de la Roche CA.Mathematical-based master-curve construction method applied to complex modulus of bituminous materials. *Roads Mater Pavement Des* 7(SI EATA) (2006), pp 75–92.
 - Changluan P, Ping T, Martin R, Liantong M, Effect of Healing Agents on Crack Healing of Asphalt and Asphalt Mortar, *Materials (Basel)*.; 11(8): 1373. (2018).
 - Chen Y.Composite specimen testing to evaluate the effects of pavement layer interface characteristics on cracking performance. Ph.D. Dissertation from the University of Florida, (2011).
 - Chen Y, Tebaldi G, Roque R, Lopp G .Development of a composite specimen interface cracking (CSIC) test for top-down cracking. *J Test Eval* 41(4),(2013), pp 625–634.
 - Chew CW, *Waves and fields in inhomogeneous media*. Van Nostrand Reinhold, New York, (1990).
 - Choi Y, Collop A, Airey G, Elliot RA.Comparison between interface properties measured using the Leutner test and the torque test. *J Assoc Asphalt Paving Technolo* 74B. (2005).
 - Choi Y, Sutanto M, Collop A, Airey G. Bond between asphalt layers. Project Report to the UK Highways Agency, Scott Wilson Pavement Engineering Ltd, (2005).
 - Chu TC, Ranson WF, Peters WH, Sutton MA.Applications of digital-imagecorrelation techniques to experimental mechanics. *Exp Mech* 25(3), (1985), pp 232–245.

-
- Chupin O, Chabot A, Piau J-M, Duhamel D. Influence of sliding interfaces on the response of a visco-elastic multilayered medium under a moving load. *Int J Solids Struct* 47 (25/26), (2010), pp 3435–3446.
 - Claude B, Rubén P M, *Limite de fatigue des métaux*, livre, ISTE Group, 2015
 - Cole LW, Mack JW, Packard RG. Whitetopping and ultra-thin whitetopping the US experience. In: 8th international symposium on concrete roads, (1998).
 - Colombier M.G., 1998. Cracking in pavement: nature and origin of cracks. RILEM REPORT 18-VANELSTRAETE A. and FRANCKEN L. (Prevention of Reflective Cracking in Pavements).
 - D’Andrea A, Tozzo C. Dynamic tests on Bituminous layers interface. *Mater Struct* 49(3), (2016), pp 917–928.
 - Dave E, Buttlar W. Low temperature cracking prediction with consideration of temperature dependent bulk and fracture properties. *Road Mater Pavement Des* 11(SI) (2010), pp 33–59.
 - Dave EV, Behnia B. Cohesive zone fracture modeling of asphalt pavements with applications to design of high performance asphalt overlays. *Int J Pavement Eng.* (2017), <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2017.1353393>.
 - Dave EV, Behnia B, Ahmed S, Buttlar WG, Reis H. Low temperature fracture evaluation of asphalt mixtures using mechanical testing and acoustic emissions techniques. *J Assoc Asphalt Paving Technol* 80 (2011), pp 193–226.
 - Dave EV, Hoplin C. Flexible pavement thermal cracking performance sensitivity to fracture energy variation of asphalt mixtures. *Road Mater Pavement Des* 16(1) (2015), pp 423–441.
 - De Bondt. AH de Anti-reflective cracking design of (Reinforced) asphaltic overlays. Ph.D. thesis, Delft University of Technology (1999).
 - De Visscher J, Denolf K, Destrée A, Leprince, L, Piérard N, Vanelstraete A, Vansteenkiste S. European test methods for asphalt and bituminous binders: improvements within the framework of sustainable development, Belgian Bureau for Standardisation (NBN)-funded research project, annual research report. (2014).
 - Delaporte B, Di Benedetto H, Chaverot P, Gauthier G. Linear viscoelastic properties of bituminous materials including new products made with ultrafine particles. *Road Mater Pavement Des* 10(1) (2009), pp 7–38
 - Destrée A, De Visscher J, Vanelstraete A. Evaluation of tack coat performance for thin and ultra-thin asphalt pavements. In: 5th Eurasphalt & Eurobitume congress, 13–15th June 2012, Istanbul.
 - Destrée A, De Visscher J, Vanelstraete A. Field study to evaluate different pre-normative interlayer adhesion tests. In: Proceedings of the 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress, p 11, 1–3 June 2016—Prague Congress Centre.
 - Dérobert X. Step-frequency radar technique applied on very-thin layer pavements. In: Daniels DJ (ed) *Surface-penetrating radar*. Instit. Electrical Engineers, London (UK), (2004), pp 386–394

-
- Di Benedetto H, Gabet T, Grenfell J. Mechanical Testing of Bituminous Mixtures. In book *Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials*, pp 143-256, (2013).
 - Diakhaté M, Phelipot A, Millien A, Petit C. Shear fatigue behavior of tack coats in pavements. *Road Mater Pavement Design* 7(2) (2006), pp 201–222.
 - Duarte CA, Babuška I, Oden JT. Generalized finite element methods for three-dimensional structural mechanics problems. *Comput Struct* 7(2) (2000), pp 215–232.
 - Dubois F, Chazal C, Petit C. A finite element analysis of creep-crack growth in viscoelastic media. *Mech Time Depend Mater* 2 (1999), pp 269–286.
 - Dubois F, Moutou Pitti R, Picoux B, Petit C. Finite element model for crack growth process in concrete bituminous. *Adv Eng Softw* 44 (2012), pp 35–43.
 - Dubois F, Petit C. Modelling of the crack growth initiation in viscoelastic media by the $G\theta$ -integral. *Eng Fract Mech* 72 (2005), pp 2821–2836.
 - Duhamel D, Chabot A, Tamagny P, Harfouche L. Viscoroute: visco-elastic modeling for asphalt pavements. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 258–259 (2005), pp 89–103
 - Dundurs J. Edge-bonded dissimilar orthogonal elastic wedges under normal and shear loading. *Trans ASME J Appl Mech* (1969), pp 650–652.
 - El Ayadi A, Apport de l'analyse dynamique pour le diagnostic de chaussées, PhD thesis, In French, University of Limoges, (2010).
 - Ewins DJ. Modal testing: theory, practice and application, 2nd edn. Research studies press LTD, Letchworth (2000).
 - Fauchard C, Dérobert X, Côte Ph. GPR performance for thickness calibration on road test sites. *NDT&E Int* 36 (2003), pp 67–75.
 - Florence C, Foret G, Tamagny P, Sener JY, Ehlacher. A design of a new laboratory test simulating the reflective cracking in pavements with cement treated bases. In: RILEM proceedings PRO 37, fifth international RILEM conference on cracking in pavements, Limoges, 5–8 May 2004, pp 147–154.
 - Fouchal F, Lebon F, Titeux I. Contribution to the modelling of interfaces in masonry construction. *Constr Build Mater* 23 (2009), 2428–2441.
 - Fuchs F, Jasienski A. Le phénomène du Punch-Out sur les autoroutes belges en béton armé continu – causes, effets et remèdes. Bulletin from the Federation de l'industrie cimentière Belge and the Centre de Recherches routières Belge (1997).
 - Garzon J, Duarte CA, Buttlar W. Analysis of reflective cracks in airfield pavements using a 3-D generalized finite element method. *Road Mater Pavement Design* 11(2) (2010), pp 459–477.
 - Gautama T, Van Hulle MA. A phase-based approach to the estimation of the optical flow field using spatial filtering. *IEEE Trans Neural Netw* 13(5) (2002), pp 1127–1136.
 - Ghreib Abderrahmane, Etude de stabilisation pour la valorisation des sables de dune en assises de chaussée : étude comparative entre trois sables de la région de Djelfa (Algérie)/ Thèse de Doctorat: Génie Civil: Alger, Ecole Nationale Polytechnique (2014).

-
- Gonzalez-torre, Irene et al., Geotextiles and Geomembranes Experimental Study of the Behaviour of Different Geosynthetics as Anti-Reflective Cracking Systems Using a Combined-Load Fatigue Test, *Geotextiles and Géomembranes* 43.4 (2015), pp 345–350.
 - Gouacolou Honore, Marchand Jean-Pierre Et Mouratidis Anastassios. La méthode des éléments finis: application à la fissuration des chaussées et au calcul du temps de remontée des fissures. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1983).
 - Grave-Ciment. (2018, juillet 3). Wiktionnaire, le dictionnaire libre. Page consultée le 3 juillet 2018 à 10:36 depuis <https://fr.wiktionary.org/w/index.php?title=graveciment&oldid=25035222>.
 - Grellet D, Doré G, Kerzrého J-P, Piau JM, Chabot A, Horny P. Experimental and theoretical investigation of three dimensional strain occurring near the surface in asphalt concrete layers. In: Proceedings of the 7th Rilem international conference on cracking in pavements, June 20–22, Delft, The Netherlands. RILEM Bookseries, 4 (2012), pp 1017–1027.
 - Grous A, conception mécanique appliquée, ISTE edition book, (2018)
 - Guide technique Fascicule I Principes généraux Réalisation des remblais et des couches de forme Juillet (2000), 2 ème Edition.
 - H.J. Herrmann and P. Rognon ,La physique des dunes, *physica A* 283 (2000), pp 24-30.
 - Hakimzadeh S, AbayKebede N, Buttlar WG, Ahmeda S, Exline M. Development of fracture-energy based interface bond test for asphalt concrete. *Road Mater Pavement Design* 13(2012), pp 76–87 Sup 1.
 - Hammoum F, Chabot A, St. Laurent D, Chollet H, Vulturescu B. Accelerating and decelerating effects of tramway loads moving on Bituminous pavement. *Mater Struct* 43 (2010), pp 1257–1269.
 - Henshell RD, Shaw KG. Crack tip elements are unnecessary. *Int J Numer Meth Eng* 9(1975), pp 495–507.
 - Hesp S.A.M, Terlouw T, Vonk WC, Low Temperature Performance of SBS-Modified Asphalt Mixes, Conference: Association of Asphalt Paving Technologists, Volume: 69, January 2000.
 - Hill BC, Behnia B, Hakimzadeh S, Buttlar WG, Reis H Evaluation of the low temperature cracking performance of WMA mixtures. *J Transp Res Board*. (2012).
 - Horny P, Kerzreho JP, Chabot A, Bodin D, Balay JM, Deloffre L. The LCPCs ALT facility contribution to pavement cracking knowledge. In: Sixth international RILEM conference on cracking in pavements, 16–18 June (2008), Chicago, US, pp 671–681. Taylor & Francis Group Proceedings.
 - Huang, Yang H. Pavement design and analyses, pearson Education, Inc, United States of America ISBN 0-13-142473-4. (2004)
 - Huet C. Coupled size and boundary-condition effects in viscoelastic heterogeneous and composite bodies. *Mech Mater* 31(1999), pp 787–829.
 - Huet, C. Etude par une méthode d'impédance du comportement visco-élastique des matériaux hydrocarbonés. Thèse de doctorat, Faculté des sciences de Paris. (1963).

-
- Hun M. Influence de l'eau dans le décollement par flexion de bicouches de chaussée urbaine. Ph.D. thesis of ED SPIGA, ECN. (2012).
 - Hun M. Influence de l'eau sur le décollement d'une interface par flexion d'un bi-couche de chaussée urbaine. ECN PhD thesis, France. (2012)
 - Hun M. Water effect on interface debonding of a bilayer urban road structure subjected to bending/Influence de l'eau dans le décollement par flexion de bicouches de chaussée urbaine. Ph.D. thesis of ECN, <http://hal.archives-ouvertes.fr/tel-00777011/>. (2012).
 - Hun M, Chabot A, Hammoum F . A four point bending test for the bonding evaluation of composite pavement. In: Proceedings of the 7th Rilem international conference on cracking in pavements, June 20–22 (2012), Delft, The Netherlands. RILEM Bookseries.
 - Irwin G.R., 1957. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. *Journal of Applied Mechanics*, (1957), vol 24, pp. 223-230.
 - Jiang F, Rohatgi A, Vecchio KS, Adharapurapu RR. Crack length calculation for bend specimens under static and dynamic loading. *Eng Fract Mech* 71 (2004), pp 1971–1985.
 - Jones RM, *Mechanics of composite materials*. McGraw-Hill, New York, (1980).
 - Kaufmann N. Das Sandflächenverfahren (The Sand-area method). *Strassenbau Technik* 24(3) (1971), pp 31–50.
 - Ketcham RA, Carlson WD. Acquisition, optimization and interpretation of X-ray computed tomographic imagery: application to the geosciences. (2001).
 - Kettab Ratiba née mitiche; contribution à la valorisation du sable de dunes; these de doctorat d'état en genie civil ; (2007) ; Ecole nationale polytechnique.
 - Kettab R, Azzouzi B, Bali A., Experimental study of the precracking, 7th RILEM international Conference on Cracking in Pavements (2012), pp 21-30.
 - Khazanovich L, Velsquez R, Nesvijski E, Evaluation of Top-Down Cracks in Asphalt Pavements by Using a Self-Calibrating Ultrasonic Technique, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1940 (2005), pp 63–78.
 - Khodaii, Ali, Shahab Fallah, and Fereidoon Moghadas. "Geotextiles and Geomembranes Effects of Geosynthetics on Reduction of Reflection Cracking in Asphalt Overlays." *Geotextiles and Geomembranes* 27.1 (2009), pp 1–8.
 - Kimbonguila A, Frederic B, Abriak N; Méthode de dimensionnement des structures de chaussées, 33èmes Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, 27 au 29 mai 2015.
 - Krobb Benharzallah, Mohamed Bouhicha , Said Kenai et Luc Courard; Formulation of low cost eco-repair mortar based on dune sand and Stipa tenacissima microfibers plant, *Construction and Building Materials*, 171 (2018), pp 950–959.
 - Kruntcheva MR, Collop AC, Thom NH (2005) Effect of bond condition on flexible pavement performance. *J Transp Eng, ASCE Publ* 131(11), pp 880–888.
 - Ktari R. Mécanismes et modélisations des dégradations des interfaces entre couches de chaussées. Ph.D. thesis from the Université de Limoges. (2016).

-
- Ktari R, Leandry I, Millien A, Fouchal F, Pop O, Phan VTP, Petit C. Interfaces de chaussées: de la caractérisation du comportement mécanique de l'interface à sa modélisation, 21ème Congrès Français de Mécanique, Bordeaux, 26-30 août (2013).
 - Kutay ME, Guler M, Aydilek AH. Analysis of factors affecting strain distribution in geosynthetics. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 132(1) (2006), pp 1–11.
 - LC 25-010. Mesure de la force de liaison avec un appareil de mesure d'adhésion des couches. Méthode d'essai LC25-010, Secteur – liants hydrocarbonés, Transports Québec, December 15. (2016)
 - Le Bastard C, Baltazart V, Wang Y, Saillard J. Thin pavement thickness estimation using GPR with high and super resolution methods. *IEEE Trans Geosci Remote Sens* 45 (8) (2007), pp 2511–2519.
 - Leutner R. Untersuchung des Schichtenverbundes beim bituminösen Oberbau. Bitumen Heft 3, ARBIT, Hamburg Germany. (1979).
 - Leutner R. Untersuchung des Schichtverbundes beim bituminösen Oberbau. *Bitumen* 41(3) (1979), pp 84–91.
 - Li X, Braham A, Williams A, Marasteanu M, Buttlar W. Effect of factors affecting fracture energy of asphalt concrete at low temperature. *Road Mater Pavement Des* 9(SI) (2008), pp 397–416.
 - Lihui S, William G B, Behnia B, Reis H. Acoustic Emission Low-Temperature Performance Grade Evaluation of Asphalt Roadways Materials, Conference: ASME 2018 International Mechanical Engineering Congress and Exposition, (2018).
 - Linsbauer HN, Tschegg EK. Fracture energy determination of concrete with cube shaped specimens, *Zement und Beton* 31 (1986), pp 38–40.
 - M.H.BEN DHIA, « Quelques particularités de l'utilisation du sable de dune en construction routière en milieu saharien », *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* - 213 – janvier /février 1998 - réf. 4159 – pp 33-42.
 - Maillard S, de La Roche C, Hammoum R, Gaillet L, Such C. Experimental investigation of fracture and healing of bitumen at pseudo-contact of two aggregates. *Eurobitume* (2004), pp 1291–1304.
 - Mandel J. Sur les corps visco-élastiques à comportement linéaire. *Comptes rendus del l'Académie des Sciences* 241 (1955), pp 1910–1912.
 - Marasteanu M, Moon KH, Teshale EZ, Falchetto AC, Turos M, Buttlar W, Dave E, Paulino G, Ahmed S, Leon S, Bahia H, Arshadi A, Tabatabaee H, Ojo J, Velasquez R, Mangiafico S, Williams C, Buss A. Investigation of low temperature cracking in asphalt pavements national pooled fund study—phase II. Final Report, Minnesota Department of Transportation, St. Paul, MN. (2012).
 - Marasteanu M, Zofka A, Turos M, Li X, Velasquez R, Li X, Buttlar W, Paulino G, Braham A, Dave E, Ojo J, Bahia H, Williams C, Bausano J, Gallistel A, McGraw J. Investigation of low

temperature cracking in asphalt pavements national pooled fund study 776. Minnesota Department of Transportation, (2007), pp. 1–338.

- Mauduit V, Mauduit C, Vulcano-Greullet N, Coulon N, Hammoum F, Hamon D, Kerzreho JP, Piau JM, Chabot A. Dégradation subite des enrobés bitumineux par période de gel/dégel: analyse de cas de terrain et recherche exploratoire en laboratoire. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées* (279) (2013), pp 47–63.
- Millien A, Dragomir M, Wendling L, Petit C, Iliescu M. Geogrid Interlayer Performance in Pavements: Tensile-Bending Test for Crack Propagation. 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements pp 1209-1218, RILEM Bookseries, vol 4. Springer, Dordrecht (2012).
- Millien A, Petit C, Rosier J. Comportement au cisaillement des couches d'accrochage dans les chaussées. Rapport interne Laboratoire 3MsGC, Université de Limoges, France (1996).
- Ming H, Weidong H, Laboratory investigation on fatigue performance of modified asphalt concretes considering healing, *Construction and Building Materials* 113, 68–76;(2016).
- Mirò R, Pérez Jiménez F, Borrás Gonzalez J M. Evaluation of the effect of tack coats. LCB shear test. IN: 6th RILEM symposium PTEBM'03, Zurich, Switzerland, (2003), pp 550–556.
- Mirzapour, Sina, Mohamed Rehan, and Ali Khodaii. "Geotextiles and Geomembranes Evaluation of Permanent Deformation of Geogrid Reinforced Asphalt Concrete Using Dynamic Creep Test." *Geotextiles and Geomembranes* 44.1 (2016), pp 109–116.
- Mitiche-Kettab Ratiba, Contribution à la valorisation du sable de dunes, Thèse de doctorat d'état, Ecole National Polytechnique, (2007).
- Moës N, Dolbow J, Belytschko T. A finite element method for crack growth without remeshing. *Int J Numer Methods Eng* 46(1) (1999), pp 131–150.
- Mohammad LN, Bae Elseifi A, Mostafa A. Effect of tack coat materials and application rate on the interface shear strength. In: International conference on maintenance and rehabilitation of pavements and technological control (MAIREPAV6), Torino, sixth proceedings, vol II, (2009), pp 636–645.
- Mohammad LN, Raqib MA, Wu Z, Huang B. Measurement of interlayer bond strength through shear tests. In: 3rd international conference bituminous mixtures and pavements, Thessaloniki, Greece, (2002).
- Monerie Y, Raous M. A model coupling adhesion to friction for the interaction between a crack and a fiber/matrix interface', *Z.A.M.M.* 205–209, (2000).
- Mustafa, A., Abdo, A., Bayomy, F., Nielsen, R., Jung, S. J., Santi, M., ... Nielsen, R.. Development and evaluation of hot mix asphalt stability index, 8436(May). (2016).
- Nasser H. Solving M4-5n by a mixed finite element method for the analysis of pavements with discontinuities. ECN Ph.D. thesis, University Bretagne Loire, (2016).
- Nasser H, Chabot A. A half-analytical elastic solution for 2D analysis of cracked pavements. *Adv Eng Softw.* <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2017.06.008>. (2017).

-
- Nasser H, Chupin O, Piau JM, Chabot A. Mixed FEM for solving a plate type model intended for analysis of pavements with discontinuities. *Road Mater Pavement Design* 19(3) (2018), pp 496–510.
 - Nejad, F.M., Noory, A., Toolabi, S., Fallah, S.,. Effect of using geosynthetics on reflective crack prevention 8436. <https://doi.org/10.1080/10298436.2014.943128> (2016)
 - Neville, A.M., « Propriétés des bétons». Eyrolles, ed., Sherbrooke-Laval: Centre de recherche interuniversitaire sur le béton. (2000).
 - NF EN 1008 Juillet 2003, Eau de gâchage pour bétons - Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton
 - NF EN 12390-3 Avril 2012, Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes.
 - NF EN 12620+A1 Juin 2008 Granulats pour béton.
 - NF EN 12697-26, Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 26 : module de rigidité, Juin 2012
 - NF EN 12697-34 août 2012, Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 34 : essai Marshall.
 - NF EN 13925-1 Octobre 2003, Essais non destructifs - Diffraction des rayons X appliquée aux matériaux polycristallins et amorphes - Partie 1 : principes généraux.
 - NF EN 1426 Janvier 2018/ Bitumes et liants bitumineux - Détermination de la pénétrabilité à l'aiguille.
 - NF EN 1427 Janvier 2018 / Bitumes et liants bitumineux - Détermination du point de ramollissement - Méthode Bille et Anneau.
 - NF EN 15326+A1 Juillet 2009 / Bitumes et liants bitumineux - Mesure de la masse volumique et de la densité - Méthode du pycnomètre à bouchon capillaire.
 - NF EN 1744-1+A1 Février 2014 / Essais visant à déterminer les propriétés chimiques des granulats - Partie 1 : analyse chimique.
 - NF EN 196-1, Ciment - Partie 1 : détermination des résistances mécaniques, Aout 1995.
 - NF EN 196-3 Septembre 2017, Méthodes d'essai des ciments - Partie 3 : détermination du temps de prise et de la stabilité.
 - NF EN 196-6 Avril 2012, Méthodes d'essai des ciments - Partie 6 : détermination de la finesse.
 - NF EN 197-1, Ciment - Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants, Avril 2012
 - NF P94-055 Décembre 1993, Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode chimique.
 - NF P94-056 Mars 1996/Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

-
- NF P98-250-1 Février 1992/Essais relatifs aux chaussées - Préparation des mélanges hydrocarbonés - Partie 1 : fabrication d'un enrobé en laboratoire.
 - Nguyen ML, Sauzéat C, Di Benedetto H, Nouffou T. Validation of the time–temperature superposition principle for crack propagation in bituminous mixtures. *Materials and Structures* 46:1075–1087, (2013).
 - Nicolas Vandenberghe & al. Star-like cracks can reveal the speed of a bullet "Starburst fractures can help forensic experts crack a case, *New Scientist* magazine, No 2915; p17, (2013).
 - Orteu JJ. 3-D computer vision in experimental mechanics. *Opt Lasers Eng* 47(2009), pp 282–291.
 - P18-011 Juin 1992, Bétons - Classification des environnements agressifs.
 - P18-553 ; Granulats - Préparation d'un échantillon pour essai, Septembre 1990
 - Partl MN, Bahia HU, Canestrari F, de la Roche C, Di Benedetto H, Piber H, Sybilski D. Advances in interlaboratory testing and evaluation of bituminous materials, RILEM State-of-the-Art Reports of the RILEM technical committee 206-ATB, vol 9, XII, (2013), pp 453.
 - Partl MN, Raab C. Shear Adhesion between top layers of fresh asphalt pavements in Switzerland. In: *Proceedings, 7th conference on asphalt pavements for Southern Africa, CAPSA '99, Victory Falls, Zimbabwe, (1999), pp 5.130–5.137.*
 - Patrick Lavin: *Asphalte Pavements: Spon Press, 2003, (ISBN 0-415-24733-0), P. 142.*
 - Pérez SA. *Approche expérimentale et numérique de la fissuration réfléchive des chaussées. Ph.D. thesis of Université de Limoges, (2008).*
 - Pérez SA, Balay JM, Tamagny P, Chabot A, Petit C, Millien A, Wendling L. Accelerated pavement cracking testing. Experimental and finite element analysis. In: *Sixth international RILEM conference cracking in pavements, 16–18 June (2008), Chicago, US, pp 55–65.*
 - Perez-Jimenez, F., et al. Effect of thermal stresses on fatigue behavior of bituminous mixes. (2011) *Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington, DC: National Research Council.*
 - Petit C, Diakhaté M, Millien A, Pouteau B. Pavement design for curved road sections; *Road Mater Pavement Design* 10(3) (2009), pp 609–624. <https://doi.org/10.3166/rmpd.10.609-624>
 - Post D. Moiré interferometry. In: Kobayashi AS (ed) *Handbook on experimental mechanics.* VCH, New York. (1993).
 - Pouget S, Sauzeat C, Di Benedetto H, Olard F. From the behavior of constituent materials to the calculation and design of orthotropic bridge structures. *Road Mater Pavement Des* 11(SI EATA) (2010), pp 111–144.
 - Pouteau B, Balay JM, Chabot A, De Larrard F. Fatigue test and mechanical study of adhesion between concrete and asphalt. In: *9th international symposium on concrete roads, 3– 6 April, Istanbul, Turkey. (2004).*

-
- Pouteau B, Chabot A, De Larrard F, Balay JM Mécanique des chaussées Béton sur grave-bitume, étude de la tenue du collage entre béton et enrobé sur chaussée expérimentale (1re partie). Revue Générale des Routes et des Aéroports (RGRA), issue 847, (2006), pp 85–90.
 - PR NF EN 12697-48, Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 48 : liaison intercouches, Janvier 2014
 - R. Zaitri, M. Bederina, T. Bouziani, Z. Makhloufi et M. Hadjoudja, Development of high performances concrete based on the addition of grinded dune sand and limestone rock using the mixture design modelling approach, Construction and Building Materials 60 (2014), pp 8–16.
 - R. NEDJARI, (Ing au C.T.T.P) :« Résultats de planches expérimentales en sable enrobé et recommandations relatives à son utilisation », 3ème congrès algérien de la route, Alger 2003
 - Raab C, Partl MN. Interlayer shear performance: experience with different pavement structures. In: The proceedings of the 3rd Eurasphalt & Eurobitume Congress, Vienna, Austria, (2004), 12–14.
 - Raab C, Partl MN. Interlayer shear performance: experience with different pavement structures. In: The proceedings of the 3rd Eurasphalt & Eurobitume Congress, Vienna, Austria, 12–14 May (2004), pp 535–545.
 - Raab C, Partl MN Abd, El Halim AO. Evaluation of interlayer shear bond devices for asphalt pavements. Baltic J Road Bridge Eng 4(4) (2009), pp 176–195.
 - Raab C, Partl MN, Abd El Halim AO. Effect of gap width on interlayer shear bond results. Int J Pavement Res Technol IJPRT Ref No IJPRT-09544(3), 3(2) (2010), pp 79–85.
 - Rachid.Nedjari ; Résultats de planches expérimentales en sable enrobé et recommandations relatives à son utilisation », 3ème congrès algérien de la route, Alger 2003.
 - Raous M, Cangémi L, Cocou M. A consistent model coupling adhesion, friction and unilateral contact. Comput Methods Appl Mech Eng 177(3–4) (1999), pp 383–399.
 - Recommandations sur l'utilisation des bitumes et des enrobés en béton bitumineux à chaud. (CTTP,2004).
 - Réthoré J, Roux S, Hild F. Noise-robust stress intensity factor determination from kinematic field measurements. Eng Fract Mech 75 (2008), pp 3763–3781.
 - Rilem report 17, bituminous, Binders and Mixture, TC 152 – PMB, edited by L. Francken, E&FN Spon, ISBN 0-419-22870-5, (1998).
 - Roffé JC, Chaignon F. Characterisation tests on bond coat: worldwide study, impact, tests, recommandations. In: Proceedings of the 3rd international conference bituminous mixtures and pavements. (2002).
 - Romanoschi SA, Metcalf JB. The characterization of pavement layer interfaces. In: Proceedings of the 9th international conference on asphalt pavements, Copenhagen (2002).
 - Roque R, Birgisson B, Sangpetngam B, Zhang Z. Hot mix asphalt fracture mechanics: a fundamental crack growth law for asphalt mixtures. J Assoc Asphalt Paving Technol 71 (2002), pp 816–827.

-
- Sahara Territory by Sakhal, Site Web, <http://freevst.x10.mx/sahara/algeria%20geography.htm>. (2014)
 - Salim Guettala, Bouzidi Mezghiche, Compressive strength and hydration with age of cement pastes containing dune sand powder, *Construction and Building Materials*, 25 (2011), pp 1263–1269.
 - Sanders PJ, Brown SF, Thom NH. Reinforced asphalt for crack and rut control. In: 7th conference on asphalt pavements for Southern Africa, CAPSA '99, Victory Falls, Zimbabwe, Document transformation technologies, (1999), pp 847–855.
 - Sayegh G. Viscoelastic properties of bituminous mixes. In: Proceedings of the 2nd international conference on the structural design of asphalt pavements proceedings, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, (1967), pp 743–755.
 - SAYEGH, G. Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux. Thèse de doctorat, Faculté des sciences de Paris. (1965).
 - Sholar G, Page G, Musselman J, Upshaw P, Moseley H. Preliminary investigation of a test method to evaluate bond strength of bituminous tack coats. *Assoc Asphalt Paving Technolo* 73 (2004), pp 771–801.
 - Simonin JM, Balthazard V, Hornych P, Dérobert X, Kerzrého JP, Trichet S Survey of debonding and vertical cracks evolution with non-destructive techniques during accelerated loading tests. In: 4th international conference on accelerated pavement testing, September (2012), Davis, California, USA.
 - Simonin JM, Cottineau LM, Muzet V, Heinkele C, Guillard Y. Deflection measurement: the need of a continuous and full view approach. In: Proceedings of international conference on bearing capacity of roads and airfields, (2009), pp 467–476.
 - Simonin JM, Kerzreho JK, Hornych P, Gouy T. Comparison of NDT methods to detect debonded interfaces. In: 9th international conference on the bearing capacity of roads railways and airfields, Trndheim, Norway, (2013).
 - Simonin JM, Lièvre D, Dargenton J-C. Structural roadway assessment with frequency response function. In: Proceedings of international conference on bearing capacity of roads and airfields, (2009).
 - Sinha, N. K. "Acoustic emission is asphalt subjected to thermal cycling at low temperature, Acoustic emission/microseismic activity in geologic structures and materials". In Proceedings of the Six Conference Edited by: Reginald Hardy, H. Jr. Vol. 21, 109–120. Pennsylvania State University. (1998)
 - Song SH, Paulino GH, Buttlar WG. A bilinear cohesive zone model tailored for fracture of asphalt concrete considering rate effects in bulk materials. *Eng Fract Mech* 73(18) (2006), pp 2829–2848
 - Spagnolini U. *IEEE Trans Geosci Remote Sens* 35(2), (2007).

-
- Stéphane, T. L'évaluation de la qualité des liants d'accrochage et d'imprégnation. Formation technique de bitume québec. (2011).
 - Sullivan C, Guthrie S, de Bondt A. Polymer modified stress absorbing membrane interlayer trails, A9 Cairleith moss, Scotland. Rilem TC241-MCD Star contribution, (2012), p5.
 - Sutton MA, Cheng MQ, Peters WH, Chao YJ, McNeill SR. Application of an optimized digital correlation method to planar deformation analysis. *Image Vis Comput* 4 (3) (1986), pp 143–151.
 - Tapsoba N. Fissuration des enrobés bitumineux. University of Lyon/ENTPE, Lyon, (2008).
 - Tapsoba J.H. Etude de formulation et de mise en œuvre des enrobés, Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil, Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, (2012).
 - Tigdemir M, Kalyoncuoglu SF, Kalyoncuoglu UY, Application of ultrasonic method in asphalt concrete testing for fatigue life estimation, *NDT & E International*, 37 (2004), pp 597–602.
 - Tran QD, Chabot A, Ehrlacher A, Tamagny P. A simplified modelling for cracking in pavements. In: *Rilem proceedings (ISBN 2-912143-47-0)*, 5th international RILEM conference cracking in pavements, 5–8 May, Limoges, (2004), pp 299–306
 - Tran Q-T, Toumi A, Granju J-L. Experimental and numerical investigation of the debonding interface between an old concrete and an overlay. *Mater Struct* 39(3) (2006), pp 379–389.
 - Tran Q-T, Toumi A, Turatsinze A. Modelling of debonding between old concrete and overlay: fatigue loading and delayed effects. *Mater Struct* 40(10), (2007), pp 1045–1059.
 - Tran Q-T, Toumi A, Turatsinze A. Thin bonded cement-based overlays: numerical analysis of factors influencing their debonding under monotonic loading. *Mater Struct* 41(5) (2008), p 863-867.
 - Tran Q-T, Toumi A, Turatsinze A. Delamination of thin bonded cement-based overlays: analytical analysis. *Mater Struct* 44(1) (2011), pp 43–51.
 - Tschegg EK, Jamek M, Lugmayr R. Fatigue crack growth in asphalt and asphalt-interfaces. *Eng Fract Mech* 78 (2011), pp 1044–1054.
 - Tschegg EK, Jamek M, Lugmayr R. Crack growth behavior in geosynthetic asphalt interlayer systems. *Road Mater Pavement Design* 13(1) (2012), pp 156–170.
 - Turatsinze A, Beushausen H, Gagné R, Granju J-L, Silfwerbrand J, Walter R. 'Chapter Debonding'. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 193-RLS Series, Bissonnette B, Courard L, Fowler DW, Granju J-L (Eds), 3 (2011), pp 107–139.
 - Uzan J, Livneh M, Eshed Y. Investigation of adhesion properties between asphaltic concrete layers. *Asphalt Paving Technolo* 47 (1978), 495–521.
 - Valkering, C. P. and Jongeneel, D. J. 1991. "Acoustic emission for evaluating the relative performance of asphalt mixes under thermal loading conditions". *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 60: 160–187.

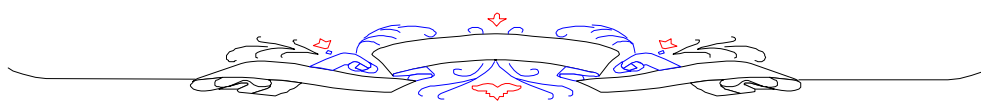
-
- Van der Meer FP, Sluys LJ, Moës N. Toward efficient and robust computation of energy release rate and mode mix for delamination. *Compos A Appl Sci Manuf* 43(7) (2012), pp 1101–1112.
 - Vandenbossche J, Barman M, Mu F, Gatti K. Development of design guide for thin and ultra-thin concrete overlays of existing asphalt pavements. Task 1 report: compilation and review of existing performance data and information. Technical report, University of Pittsburgh, Department of Civil and Environmental Engineering, Swanson School of Engineering. (2011)
 - Vanelstraete A, Francken L. State-of-the-Art Report of RILEM technical committee 157 PRC, systems to prevent reflective cracking in pavements. In: Vanelstraete A, Francken L (eds) RILEM Report 18 (1997).
 - Vulcano-Greullet, N, Kerzreho JP, Mauduit V, Chabot A. Stripping phenomenon of top layers of thick pavements. In: Proceedings of the 11th international conference on Asphalt Pavements, 1–6 August (2010), Nagoya Aichi, Japan.
 - Wagoner MP, Buttlar WG. Influence of specimen size on fracture energy of asphalt concrete. *J Assoc of Asphalt Paving Technol* 76 (2007), pp 391–426.
 - Wagoner MP, Buttlar WG, Paulino GH. Disk-shaped compact tension test for asphalt concrete fracture. *Exp Mech* 45, (2005), pp 270–277.
 - Wang L. *Mechanics of asphalt: Microstructure and micromechanics*. McGraw-Hill ISBN: 0071498540, (2010).
 - Wells A, Post D. The dynamic stress distribution surrounding a running crack—a photoelastic analysis. *Proc Soc Exp Stress Anal* 16:69–92, (1958).
 - Wendling L, Xoline E, Gimenez D, Reynaud P, De La Roche C, Chevalier J, Fantozzi G. Characterisation of crack propagation in bituminous mixtures. In: Fifth international RILEM conference on cracking in pavements. Limoges, France. (2004), pp 639–646.
 - West RC, Zhang J, Moore J. Evaluation of bond strength between pavement layers. National Center for Asphalt Technology, NCAT Report 05-08. (2005).
 - William G. Buttlar, Armelle Chabot, Eshan V. Dave, Christophe Petit et Gabriele Tebaldi, Mechanisms of Cracking and Debonding in Asphalt and Composite Pavements, State-of-the-Art of the RILEM TC 241-MCD, 2018
 - Zahw MA. Development of testing framework for evaluation of rutting resistance of asphalt mixes. Ph.D. Thesis, Carleton University, Ottawa, Canada. (1995).
 - Zamora-barraza, David et al. “Geotextiles and Geomembranes Evaluation of Anti-Reflective Cracking Systems Using Geosynthetics in the Interlayer Zone.” *Geotextiles and Geomembranes* 29.2 (2011), pp 130–136.
 - Zhang Z. Identification of suitable crack growth law for asphalt mixtures using the superpave indirect tensile test (IDT), Ph.D. Dissertation, University of Florida, Gainesville, (2000).
 - Zhang Z, Roque R, Birgisson B, Sangpetngam B. Identification and verification of a suitable crack growth law. *J Assoc Asphalt Paving Technol* 70 (2001), pp 206–241.

- Zhou Fujie and Scullion Tom. Overlay tester: a rapid performance related crack resistance test. Texas Departement of Transporation-Research and Technologiy Implementation Office ,2005.
- Zhou Fujie and Sun Lijum. Réflective cracking in asphalt overlay on existing PCC. Texas transportation institute, USA & Tongji University, Dept. of road and traffic engineering, China,2002.
- Ziyad Chelali, Photo du sable de dune (Zaafrane,Djelfa), 2018, <https://www.facebook.com/groups/Djelfa-Panorama/>

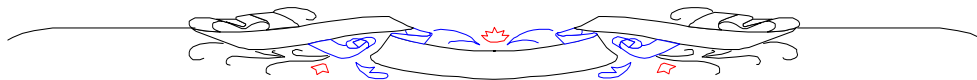
Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments

bicouches – Grave ciment /Béton bitumineux – sous sollicitations

statiques et cycliques.



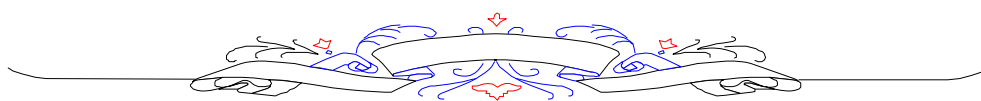
BIBLIOGRAPHIE



Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments

bicouches – Grave ciment /Béton bitumineux – sous sollicitations

statiques et cycliques.



ANNEXE

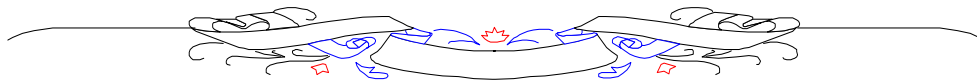


Tableau A.1 . Analyse granulométrique du sable de dune

Tamis (mm)	masse refus R cumulé (g)	pourcentage massique	
		refus cumulé r	tamisé cumulé p
31.5	0	0.00	100.00
25	0	0.00	100.00
20	0	0.00	100.00
16	0	0.00	100.00
12.5	0	0.00	100.00
10	0.0	0.00	100.00
8	0.0	0.00	100.00
6.3	0.0	0.00	100.00
0.5	0.0	0.00	100.00
0.4	5.2	0.52	99.48
0.315	37.6	3.76	96.24
0.25	147.5	14.75	85.25
0.2	424.8	42.48	57.52
0.16	772.0	77.20	22.80
0.125	885.2	88.52	11.48
0.1	943.7	94.37	5.63
0.08	965.5	96.55	3.45

Tableau A.2 . Analyse granulométrique du Gravier (0/12)

Tamis (mm)	masse refus R cumulé (g)	pourcentage massique	
		refus cumulé r	tamisé cumulé p
31.5	0	0	100.00
25	0	0	100.00
20	0	0	100.00
16	0	0	100.00
12.5	120	1.90	98.10
10	840	13.33	86.67
6.3	2160	34.29	65.71
4	2920	46.35	53.65
2	3720	59.05	40.95
1	4515	71.67	28.33
0.315	5485	87.06	12.94
0.2	5615	89.13	10.87
0.08	5955	94.52	5.48

Tableau A.3 . Résultats de l'essai traction par flexion de la GC (4% Ciment/0% Sable de dune)

Time	Load	Elong	Disp	Stress	Strain	Width
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,08	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,000
0,18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,000
0,28	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,000
0,38	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,000
0,48	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,000
0,58	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,000
0,681	0,000	-0,001	0,000	0,000	-0,002	-1,000
0,781	0,000	-0,001	0,000	0,000	-0,002	-1,000
0,881	0,000	-0,001	-0,001	0,000	-0,002	-1,000
0,981	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,000	-1,000
1,081	0,000	0,001	-0,004	0,000	0,002	-1,000
1,181	0,000	-0,001	-0,005	0,000	-0,002	-1,000
1,281	0,000	-0,003	-0,008	0,000	-0,006	-1,000
1,381	0,000	-0,001	-0,009	0,000	-0,002	-1,000
1,481	0,000	0,001	-0,011	0,000	0,002	-1,000
1,581	0,000	-0,003	-0,014	0,000	-0,006	-1,000
1,681	0,000	0,000	-0,016	0,000	0,000	-1,000
1,781	0,000	-0,003	-0,019	0,000	-0,006	-1,000
1,881	0,000	0,001	-0,023	0,000	0,002	-1,000
1,981	0,000	-0,003	-0,025	0,000	-0,006	-1,000
2,081	0,000	0,001	-0,029	0,000	0,002	-1,000
2,182	0,000	-0,001	-0,033	0,000	-0,002	-1,000
2,282	0,000	0,001	-0,035	0,000	0,002	-1,000
2,382	0,000	-0,004	-0,039	0,000	-0,008	-1,000
2,482	0,000	0,000	-0,043	0,000	0,000	-1,000
2,582	0,000	-0,003	-0,045	0,000	-0,006	-1,000
2,682	0,000	0,001	-0,049	0,000	0,002	-1,000
2,782	0,000	-0,003	-0,053	0,000	-0,006	-1,000
2,882	0,000	0,000	-0,055	0,000	0,000	-1,000
2,982	0,000	-0,003	-0,059	0,000	-0,006	-1,000
3,082	0,000	0,000	-0,061	0,000	0,000	-1,000
3,182	0,000	-0,004	-0,065	0,000	-0,008	-1,000
3,282	0,000	0,000	-0,069	0,000	0,000	-1,000
3,382	0,000	-0,004	-0,071	0,000	-0,008	-1,000
3,482	0,000	0,000	-0,075	0,000	0,000	-1,000
3,582	0,000	-0,003	-0,079	0,000	-0,006	-1,000

Time	Load	Elong	Disp	Stress	Strain	Width
101,247	0,090	2,264	-3,335	0,900	4,528	-1,000
101,347	0,090	2,268	-3,339	0,900	4,536	-1,000
101,447	0,090	2,272	-3,343	0,900	4,544	-1,000
101,547	0,090	2,274	-3,345	0,900	4,548	-1,000
101,647	0,090	2,278	-3,349	0,900	4,556	-1,000
101,747	0,090	2,282	-3,353	0,900	4,564	-1,000
101,847	0,090	2,284	-3,355	0,900	4,568	-1,000
101,947	0,090	2,288	-3,359	0,900	4,576	-1,000
102,047	0,090	2,290	-3,362	0,900	4,580	-1,000
102,147	0,080	2,294	-3,365	0,800	4,588	-1,000
102,248	0,080	2,298	-3,369	0,800	4,596	-1,000
102,348	0,080	2,302	-3,373	0,800	4,604	-1,000
102,448	0,080	2,304	-3,375	0,800	4,608	-1,000
102,548	0,080	2,308	-3,379	0,800	4,616	-1,000
102,648	0,080	2,310	-3,382	0,800	4,620	-1,000
102,748	0,080	2,314	-3,385	0,800	4,628	-1,000
102,848	0,080	2,318	-3,389	0,800	4,636	-1,000
102,948	0,080	2,320	-3,392	0,800	4,640	-1,000
103,048	0,080	2,324	-3,395	0,800	4,648	-1,000
103,148	0,080	2,328	-3,399	0,800	4,656	-1,000
103,248	0,080	2,330	-3,402	0,800	4,660	-1,000
103,348	0,080	2,334	-3,405	0,800	4,668	-1,000
103,448	0,070	2,338	-3,409	0,700	4,676	-1,000
103,549	0,070	2,340	-3,412	0,700	4,680	-1,000
103,649	0,070	2,344	-3,415	0,700	4,688	-1,000
103,749	0,070	2,348	-3,419	0,700	4,696	-1,000
103,85	0,070	2,350	-3,422	0,700	4,700	-1,000
103,95	0,070	2,354	-3,425	0,700	4,708	-1,000
104,05	0,070	2,358	-3,429	0,700	4,716	-1,000
104,15	0,070	2,360	-3,432	0,700	4,720	-1,000
104,25	0,070	2,364	-3,435	0,700	4,728	-1,000
104,35	0,070	2,368	-3,439	0,700	4,736	-1,000
104,45	0,070	2,370	-3,442	0,700	4,740	-1,000
104,55	0,070	2,374	-3,445	0,700	4,748	-1,000
104,65	0,060	2,378	-3,449	0,600	4,756	-1,000
104,75	0,060	2,380	-3,452	0,600	4,760	-1,000
104,85	0,060	2,384	-3,455	0,600	4,768	-1,000

Tableau A.3 . Résultats de l'essai cyclique de traction par flexion de la GC/BB (40% de Sable de dune à l'interface)

CycleCount	COD (mm)	Temps d'exécution (sec)	Axial Déplacement (mm)	Axial Force (kN)
1	0.0011965	15.2490234	0.00025083	-0.16360829
2	0.00321978	15.3759766	0.00014373	-0.99696338
3	0.00512844	15.4736328	0.00018224	-1.5083009
4	0.00917095	15.6005859	0.00048063	-2.32327979
5	0.01088566	15.6982422	-0.0006323	-2.54036865
6	0.01031262	15.8251953	-0.00022298	-1.31263513
7	0.01216316	15.9228516	-1.8463E-05	-1.46760083
8	0.01061487	16.0498047	0.00122972	-0.62700983
9	0.01168937	16.1474609	0.00078965	-0.60445282
10	0.01560676	16.2744141	0.00031705	-1.88369312
11	0.01595068	16.3720703	-2.0489E-06	-1.6929248
12	0.02071816	16.4990234	0.00021583	-2.86028735
13	0.02147144	16.5966797	-0.0001312	-2.88988062
14	0.01935911	16.7236328	0.00050869	-1.36988757
15	0.02051508	16.8212891	0.00037502	-1.53223694
16	0.01800466	16.9482422	0.00025711	-0.56910858
17	0.01867264	17.0458984	0.00092527	-0.56160767
18	0.02193314	17.1728516	-0.00049595	-1.73897278
19	0.02205116	17.2705078	0.00017765	-1.5513562
20	0.02689064	17.3974609	0.00082545	-2.8851687
21	0.02737474	17.4951172	-6.475E-05	-2.89359033
22	0.02536368	17.6220703	-0.00010666	-1.43814209
23	0.02634204	17.7197266	0.00086874	-1.60846008
24	0.02335191	17.8466797	0.0001075	-0.52940466
25	0.02399498	17.9443359	-0.00011146	-0.53283563
26	0.02672905	18.0712891	0.00121207	-1.58833423
27	0.02684963	18.1689453	5.3318E-05	-1.39727856
28	0.03190094	18.2958984	-3.8114E-05	-2.88861108
29	0.03232753	18.3935547	0.00095405	-2.87497461
30	0.03056836	18.5205078	6.2375E-05	-1.52314124
31	0.03155923	18.6181641	-0.00088704	-1.70343518
32	0.028225	18.7451172	0.00080569	-0.51414618
33	0.02890366	18.8427734	0.0012242	-0.53534521
34	0.03127122	18.9697266	0.00042175	-1.45703369
35	0.03127545	19.0673828	0.00074902	-1.27805518
36	0.03671557	19.1943359	0.00025528	-2.89038184

CycleCount	COD (mm)	Temps d'exécution (sec)	Axial Déplacement (mm)	Axial Force (kN)
1092	4.81009018	124.40918	-0.0004187	-1.91687573
1093	4.78503341	124.536133	0.00045453	-0.49402438
1094	4.79488308	124.633789	-7.9791E-05	-0.54169055
1095	4.80031595	124.760742	-0.00064881	-1.07970886
1096	4.80589131	124.858398	0.00071002	-0.93569891
1098	4.85634152	124.985352	-4.5379E-05	-2.7929248
1099	4.86083096	125.083008	0.00062906	-2.7280022
1100	4.87151323	125.209961	0.00178756	-1.86772729
1101	4.88144299	125.307617	0.00049209	-2.03331519
1102	4.85581439	125.43457	0.00051181	-0.52644061
1103	4.86588152	125.532227	0.00085912	-0.58359583
1104	4.86801565	125.65918	0.00078897	-0.98273535
1105	4.87371115	125.756836	0.00018573	-0.84821362
1107	4.92439559	125.883789	0.00124397	-2.75074414
1108	4.92866104	125.981445	0.00051055	-2.65958618
1109	4.94386209	126.108398	-0.0007577	-1.98106592
1110	4.95436136	126.206055	0.00132641	-2.15586035
1111	4.92814463	126.333008	-9.3901E-05	-0.56259174
1112	4.93851537	126.430664	0.00028941	-0.62899603
1113	4.93699498	126.557617	0.00047116	-0.87994629
1114	4.94378246	126.655273	0.00026473	-0.773672
1116	4.99380752	126.782227	0.00037651	-2.69479395
1117	4.99778287	126.879883	0.00150963	-2.57419604
1118	5.01693133	127.006836	0.00111051	-2.08232349
1119	5.02751395	127.104492	0.00106166	-2.26751855
1120	5.00130141	127.231445	0.00082289	-0.61019989
1121	5.01201721	127.329102	0.00055598	-0.691896
1122	5.00730798	127.456055	-0.00011364	-0.797974
1123	5.01442049	127.553711	0.00018666	-0.69877582
1125	5.06279897	127.680664	7.9395E-06	-2.60264551
1126	5.06646838	127.77832	-0.000217	-2.47784937
1127	5.0912844	127.905273	0.00131314	-2.21332495
1128	5.10123745	128.00293	0.00163114	-2.36914331
1129	5.07530663	128.129883	0.00127146	-0.66945093
1130	5.08617284	128.227539	0.00091204	-0.75466577
1131	5.07856114	128.354492	0.00067044	-0.72228278
1132	5.08631952	128.452148	-0.00075658	-0.64117896
1134	5.13305655	128.579102	0.00100401	-2.524104
1135	5.13605308	128.676758	-0.0002098	-2.3514729
1136	5.1655015	128.803711	2.8848E-05	-2.31887524
1137	5.17528597	128.901367	0.00093081	-2.46895923
1138	5.1500285	129.02832	0.00108941	-0.72945496
1139	5.16116293	129.125977	9.0222E-05	-0.82625873

P.V. D'ECRASEMENT D'ÉPROUVETTES DE BETON
RESISTANCE A LA COMPRESSION

N° : 122/2016
Selon la norme : NF EN 12390-3

Éléments bétonnés :
Quantité de béton coulé : 30 kg

Date de Coulage : 30/03/2016
Mode de coulage : malaxeur

Composition du béton
0/12= 28650 g
Ciment CEM II A-L 42,5 ALCIM=1350
Eau Potable Réseau Public= 1920g
Ouvrabilité :

Renseignements sur les éprouvettes
Nombre d'éprouvettes: 06
Type d'éprouvettes: Cylindriques 16/32
Confectionnées par:
Codification échantillon

ESSAI DE COMPRESSION							
Essai N°	Epr. N°	Date De l'essai	Age (j)	Poids (gr)	Charge (KN)	R/C (MPa)	R/C Moy. (MPa)
01	01	27/04/2016	28	13434	163.7	8.14	
	02			13428	159.13	7.91	
	03			13523	161.41	8.03	
	04	27/04/2016	28	13686	177.53	8.83	
	05			13591	196.11	9.75	
	06			13648	194.62	9.68	
<u>Observations :</u> /							

Le responsable des essais

Fiche Technique du ciment



50kg

متين
Matine

ALGÉRIE



Annexe

APPLICATIONS RECOMMANDÉES

- Construction des Ouvrages d'Art, infrastructure et superstructure pour bâtiments
- Préfabrication légère
- Béton de haute performance



FORMULATION CONSEILLÉE

	Ciment	Sable	Gravillons (sec)	Eau
	(sec)	(sec)	(sec)	(litres)
	50kg	0/5	8/15mm 15/25mm	
Dosage pour béton c25/30	X 1	X7	X5	X4
				25 L

Remarque: un bidon = 10 Litres

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

* Analyses chimiques

	Valeur
Perte au feu (%) (NA5042)	10.0±2
Teneur en sulfates (SO3) (%)	2.5±0.5
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%)	1.7±0.5
Teneur en Chlorures(NA5042) (%)	0.02-0.05

* Temps de prise à 20° (NA 230)

	Valeur
Début de prise (min)	150±30
Fin de prise (min)	230±50

* Composition minéralogique du Clinker (Bogue)

	Valeur
C3S (%)	60±3
C3A (%)	7.5±1

* Résistance à la compression

	Valeur
2 jours (MPa)	≥ 10.0
28 jours (MPa)	≥ 42.5

* Propriétés physiques

	Valeur
Consistance Normale (%)	26.5±2.0
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm²/g) (NA231)	3 700 - 5 200
Retrait à 28 jours (µm/m)	< 1 000
Expansion (mm)	≤ 3.0

Ciment portland au Calcaire

NA442 CEM II/B-L 42,5 N

Matine Ciment gris pour bétons de haute-performance destiné à la construction des Ouvrages d'Art, infrastructure et superstructure pour bâtiments

Matine
NA442 CEM II/B-L 42,5 N

Matine est certifié, conforme à la norme Algérienne (NA442 - 2013) et Européenne (EN 197-1)

AVANTAGES PRODUIT

- Une résistance initiale élevée pour vos ouvrages nécessitant un décoffrage rapide
- Favorise la maniabilité du béton et le maintien de sa rhéologie
- Une Classe Vraie qui offre une haute performance au béton.
- Meilleure durabilité du béton.

CONSIGNES DE SÉCURITÉ

1- **PROTÉGEZ VOTRE PEAU** : Portez les équipements adaptés dans vos chantiers: casques, lunettes, gants, genouillères, chaussures et vêtements de sécurité.

2- **MANUTENTION** : levez le sac en pliant les genoux et en gardant le dos droit.



A member of
LafargeHolcim

A member of
LafargeHolcim

LAFARGE ALGÉRIE
Centre commercial Bab Ezzouar, Tour n°02,
Etages 05 & 06, Bab Ezzouar Alger, Algérie
Tél: + 213 (0) 21 98 54 54
Fax: + 213 (0) 23 92 42 94
www.lafargealgerie.com
dz.satisfaction-clients@lafargeholcim.com
Tél: 021 55 55 98
Conditionnement : sac et vrac

LAFARGE
لعارج

L.T.P. Est - Zone Industrielle du 24 Février 1956 Constantine R.P 441
Tél: 031 66 82 50 / 52 Fax: 031 66 81 56 / 7

L.T.P. EST
EMULSION DE BITUME

N° 0000041

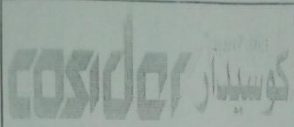
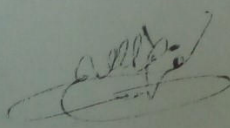
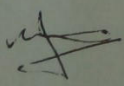
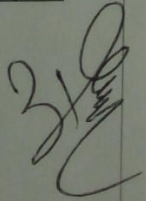
L.T.P.E
CENTRE BITUMES :
CQ N° : 052/1016

Nom du client : MAIRIE T.P. BOUTEILLER N° du bac de service : NA 28
Date de chargement : 30.10.16 Quantité chargée : 207.340
N°BLF/BR : 02.551.10 Nom du chauffeur : BACHA B.A.
Matricule camion citerne du client : 059250809

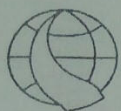
Désignations	Rèfèrence norme	Valeur	Classification
Pseudo viscosité Engler à 25°C [°E]	NA 5330-NFT 66-020	/	/
Pseudo viscosité STV (Ø 4mm) à 25° [sec]	NA 5222-NFT 66-005	10"	< 30"
Teneur en eau [%]	NA 5289-NFT 66-023	30,67%	34-36%
Indice de rupture [gr]	NA 5327-NFT 66-017	45	< 100
pH	Méthode LCPC	3,07	> 4
Stabilité au stockage [%]	NA 5233-NFT 66-022	0%	< 5%
Durée de stockage de l'émulsion livrée [j]			

Le présent certificat atteste que l'émulsion livrée est une émulsion cationique...
Nom & visa du technicien laboratoire :
Nom & visa du responsable :

Ce certificat n'est valable que pour cette émulsion

		PV D'ANALYSE QUALITE BITUME PUR					N° :	
Pole : T 128							Page 1/1	
PROJET : DEDOUBLEMENT DE LA RN 01 AIN OUSSARA/HASSI BAHBAH W DE DJELFA SUR 40 KM								
L'OPERATEUR : GUERMITE NOURI-ELHADI MEFTAH				DATE DE PRELEVEMENT : MOIS DE SEPTEMBRE 2016				
PRELEVE PAR : GUERMITE NOURI-ELHADI MEFTAH				DATE DE L'ESSAI : MOIS DE SEPTEMBRE 2016				
NATURE DE L'ECHANTILLON : BITUME 40/50				PROVENANCE : NAFTAL - ALGER. TOTAL - TNESS - CHELEF.				
Provenance		NAFTAL	NAFTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL		
Date de prélèvement		18/09/16	26/09/16	01/08/16	20/08/16	22/08/16		
Référence norme	Désignation	Valeur					Classification	
NA 5192/EN 1426 NFT 66-004	Pénétrabilité à l'aiguille en 1/10mm à 25°C	48	47	48	47	46	40 à 50	
NA 2617/EN 1427 NFT 66-008	Point de ramollissement en °C (TBA)	51	52	52	51	50	47 à 60	
NA 5224/NFEN 15326+A1 NFT 66-007	Densité relative à 25°C	1,034	1,03	1,04	1,038	1,028	1 à 1,10	
Commentaire :								
Le Chargé d'essai : GUERMITE NOURI - ELHADI MEFTAH				Chef section technique :				
								

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS



L.C.T.P

EPE/SPA AU CAPITAL DE 886.000.000 D.A
1, Rue Kaddour Rahim BP:135 – Hussein Dey – ALGER
Tél. : (021) 23.12.24 / 23.21.44/45 Fax : n° (021) 23.21.85
Adresse électronique : lctp.dg@lctp.dz

N° DOSSIER : 440-14-0025
DATE DE L'ESSAI : 26-07-2016
ENTREPRISE : COSIDER

CHANTIER : Dédoublement RN1 Sur 40 Km (H-Bahbah/ A-Oussera)
NATURE DE PRELEVEMENT : Bitume (40/50)
SENS DE PRELEVEMENT : Vers Djelfa.

RAPPORT D'ESSAI
Analyse de bitume (40/50)

Analyse de bitume (40/50):

Des prélèvements d'échantillons de bitume ont été effectués sur des citernes acheminé au poste d'enrobage sis à la base vis cosider TP 128, S'guiaa.

Les résultats d'analyse des Bitumes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Date d'analyse	Norme	Arrivage du Bitumes	Essai	Résultats obtenus	Valeur de la spécification
13.07.2016	NA 5192	Naftal Skikda	Pénétrabilité à 25°C	44.00	40 à 50
13.07.2016	NA 2617	Naftal Skikda	Point de ramollissement °C	53.60	47 à 60
14.07.2016	NA 5224	Naftal Skikda	Densité à 25°C	1.05	1.00 à 1.10
16.07.2016	NA 5192	Total T'ness	Pénétrabilité à 25°C	44.00	40 à 50
16.07.2016	NA 2617	Total T'ness	Point de ramollissement °C	53.20	47 à 60
20.07.2016	NA 5224	Total T'ness	Densité à 25°C	1.05	1.00 à 1.10

Dédoublement RN 1 Sur 40 Km (Hassi Bahbah Ain Oussera)

LCTP/ DJELFA
Etabli Le : 26/07/2016

L.C.T.P - SIEGE SOCIAL - 1 RUE KADDOURI RAHIM - HUSSEIN DEY - ALGER
 TEL : 021 23 21 45 / 46 - FAX : 021 23 21 85

N° 0906

**CERTIFICAT D' ANALYSES
 BITUME FLUIDIFIE
 (Cut-back)**

L.C.T.P
 CENTRE BITUMES
 CQ N° : *32212016*

Nom du client : *Co.SI.D.E.R. TPA 28* N° du bac de service : *10*
 Date de chargement : *20/10/2016* Quantité chargée : *20100 Kg*
 N° BLF/BK : *2543270* Nom du chauffeur : *D.E.R.A.D.JI A.D.E.L.*
 Matricule camion citerne du client : *01198 108 09*

Spécification déterminée conformément à la norme NFT66-005 correspondante à EN 13357 / NA 5222

Valeur de la Pseudo viscosité (S.T.V Ø 4mm) à 25°C correspondante au grade 0/1 : *2.1*
 Valeur de la Pseudo viscosité (S.T.V Ø 10mm) à 25°C correspondante au grade 150/250 : *1*
 Valeur de la Pseudo viscosité (S.T.V Ø 10mm) à 25°C correspondante au grade 400/600 : *1*

le présent certificat atteste que le Cut-back livré est classe : *0.1*

Nom & visa du technicien du laboratoire : *Abou Bella*
 Délivré à : *AIN BELLA* le *20/10/2016*
 Lieu : *AIN BELLA*

Nom & visa du responsable : *NAFTAL*

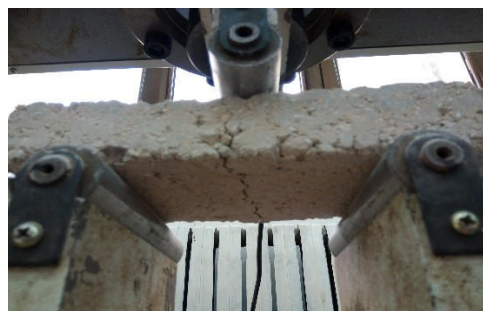
Ce certificat n' est valable que pour cette livraison



Préparation de la Grave-Ciment



Conservation de la Grave-Ciment



Essai de flexion sur la Grave-Ciment



Préparation de l'interface



Echantillon après le coulage de BB



Les supports de fixation de l'extensomètre



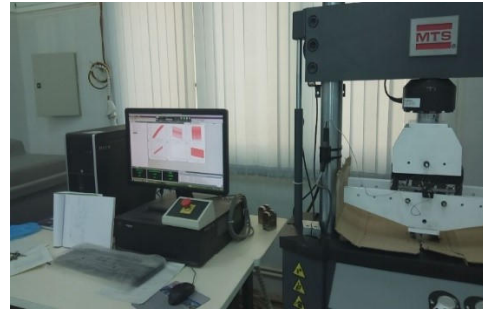
La fixation de l'extensomètre



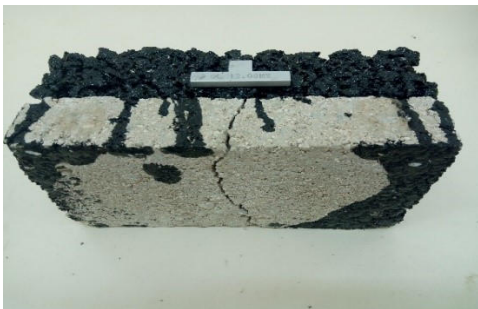
L'échantillon emplacer dans le mohr de flexion trois points



L'appareil de fatigue MTS



L'appareil de fatigue MTS



L'échantillon fissuré



L'échantillon fissuré