Université Yahia Farès de Médéa

Thèse de Doctorat (LMD)

en Génie Civil

Option : Ingénierie de Construction et Risques Géotechniques

Par

SETTARI Chafika

Thème

CARACTERISATION ET COMPORTEMENT DU BETON A BASE DE DECHETS DE ROUTES (BETON BITUMINEUX) : APPLICATION DANS LE DOMAINE ROUTIER.

Soutenue le 07 / 04 / 2016, devant le jury composé de :

Boukendakdji Othmane	MCA, Université de Médéa	Président
Ben tchikou Mohamed	MCA, Université de Médéa	Examinateur
Kenai Said	Prof, Université de Blida	Examinateur
Ezziane Karim	Prof, Université de Chlef	Examinateur
Debieb Farid	Prof, Université de Médéa	Directeur de thèse
Kadri El-Hadj	Prof, Université de Cergy Pontoise (Fr)	Codirecteur de thèse

REMERCIEMENTS

Ce Travail a été effectué au sein du Laboratoire de Béton (Hall technologie) de l'université de Médéa en collaboration avec le laboratoire Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC) de l'Université de Cergy-Pontoise en France.

Je tiens à remercier tout particulièrement mon directeur de thèse Monsieur **DEBIEB Farid**, Professeur à l'université de Médéa, pour la confiance qu'il ma accordé, pour ses conseils, son soutien permanent durant la réalisation de ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude au Docteur **BOUKENDAKDJI Othmane**, le président de jury d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse ainsi qu'à tous les membres de jury (**Docteur Bentchikou, Professeur Kenai et Professeur Ezziane**) pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

Je tiens à remercié également mon Co-directeur de thèse, le Professeur **El-Hadj KADRI** de l'Université de Cergy Pontoise pour sa disponibilité, pour ces conseils judicieux et le temps qu'il m'a accordé durant ces années de collaboration.

Je voudrais également exprimer mes remerciements à Monsieur **Lilian CRISTOFOL** et **Mathurin DRU**, et à madame **Noémie CHAUMONT** et **Annelise COUSTURE**, les membres du personnel de laboratoire Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC) de l'Université de Cergy-Pontoise en France, pour ses conseils précieux, ses remarques toujours pertinentes et sa disponibilité malgré toutes ses occupations professionnelles et de leur gentillesses.

Je tiens à exprimer mes profonds remerciements à Monsieur le **PDG** de l'**EPTRC** à Blida **Mohamed ABD LAOUI** pour l'accord de travailler ma recherche à l'**EPTRC** (Berouaghia) et aussi un grand remerciement à **Abd el Kader FERROUDJI**, directeur de l'**EPTRC** à Berouaghia wilaya de Médéa, pour avoir accepté et m'aider pour le travaille de la 3ème partie de recherche au sein de ce laboratoire.

J'exprime mes remerciements à Madame **Chafika**, et à Monsieur **Redhouane**, **Mohamed** et **Sid Ahmed**, des ingénieurs à l'**EPTRC** pour leurs aides et conseils.

J'exprime mes remerciements aussi à mon très cher mari **IRKI Ilyes**, ingénieur de laboratoire à l'université de Médéa, pour son aide point par point et étape par étape dans la réalisation de ce modeste travaille de doctorat.

J'adresse mes vifs remerciements à tous mes amies **BOUKHELKHAL Djamila**, **OTSMANE Lalahom**, **BACHENE Sara**, **ZEROUAK Selma**, **RAHAL Zahira**, **FACI Ihcene** et **LAMI Fatmazohra** pour leurs soutiens, leurs aides et leurs encouragements.

Et un autre remerciement à à tous mes collègues de doctorat, **KESSEIR Mohamed**, **GUADOURI Hamid**, **AISSA Mohamed**, **GUENDOUZ Mohamed** et **OUAZIR Amine**.

Je remercie chaleureusement et j'exprime ma gratitude à toute ma famille **mes frères (Mohamed et Othmane)**, **ma sœur(Meriem) et son fiancée Mohamed Ben Kortebi,** mes parents, ma grand-mère et ma belle famille pour leurs soutiens, leurs aides et leurs encouragements permanents tout au long de cet période de 5 ans.

Un grand dédicace à ma fleur de ma vie, ma petite fille **Hadjer**.

Résumé

Depuis la dernière décennie, un projet ambitieux de réalisation de routes et d'autoroutes est en cours en Algérie et par suite une quantité colossale de déchets de béton bitumineux verra le jour dans le futur. Les ressources naturels dans la plus part des villes de l'Algérie sont épuisées et les granulats (sable et graviers) utilisés sont transportés de très loin. Dans ce contexte, ce travail a pour objectif la valorisation des déchets de béton bitumineux issus du fraisage des couches de chaussées de la wilaya de Médéa dans le béton. Trois types de béton (C20/30, BCR et Béton bitumineux) sont réalisés à base de granulats (sable et gravier) recyclés bitumineux. Les résultats de cette étude expérimentale ont montré que les caractéristiques des granulats recyclés bitumineux sont faibles que celles des granulats naturels mais restent acceptables vis-à-vis les règlements en vigueur. Le comportement à l'état frais et durci ainsi que la durabilité des bétons réalisés dépendent en majorité de la quantité de bitume attachée aux granulats recyclés. Les granulats recyclés bitumineux peuvent constituer une alternative économique et écologique intéressante mais nécessitent des précautions élémentaires avant toute utilisation.

Mots-clés : Recyclage, Pollution, Granulats recyclés, Granulats bitumineux, Béton, Béton Compacté au Rouleau, Béton bitumineux, Durabilité.

Abstract

Since the past decade, an ambitious project of construction of roads and highways is underway in Algeria and therefore a colossal amount of asphalt concrete waste will created in the future. In most cities of Algeria, the natural resources are exhausted and aggregates (sand and gravel) are transported from far away. In this context, this work aims tovalorise the recycled asphalt pavement (RAP) material comes from old bituminous road pavements from Medea city. Three types of concrete (C20 / 30, RCC and bituminous concrete) are made with RAP materials. The results of this experimental study showed that the characteristics of the recycled aggregates are lower than those of natural aggregates but still acceptable overlooked the regulation. The behavior in the fresh and hardened state as well as durability of concrete made depend mainly on the amount of bitumen attached to recycled aggregates. The RAP materials can be an interesting economic and ecological alternative but require basic precautions before using.

Key-word: Recycling, Pollution, Recycled aggregates, Rrecycled asphalt pavement materials, Concrete, Roller Compacted Concrete, bituminous concrete, Durability.

ملخص :

منذ العشرية الأخيرة , تحقيق المشروع الطموح للطرق و الطرق السيارة جاري في الجزائر و على التوالي كمية ضخمة من بقايا الخرسانة الإسفلتية لها يوم في المستقبل. الموارد الطبيعية في معظم المدن الجزائرية منهكة و الحجارة (رمل و حصى) المستعملة تنقل من البعد. في هذا النص , هذا العمل له هدف تدوير بقايا الخرسانة الإسفلتية الناتجة عن تقشير طبقات الطرق المعبدة لولاية المدية في الخرسانة. ثلاثة أنواع من الخرسانة (C20/30 , خرسانة مضغوطة باللف و خرسانة إسفلتية) حققت على أساس حجارة (رمل و حصى) مدورة إسفلتية. نتائج هذه الدراسة التجريبية أثبتت أن خصائص الحجارة المدورة الإسفلتية ضعيفة من الحجارة الطبيعية و لكن تبقى مقبولة إزاء القوانين المعمول بها. الموقف في الحالة الطرية و الصلبة و كذلك الثبات للخرسانات المحققة تتعلق في اغلبها بكمية الإسفلت المرتبطة بالحجارة المدورة. الحجارة المدورة الإسفلتية قادرة على إنشاء بديل اقتصادي و بيئي مفيد و لكن يحتاج لاحتياطات أولية قبل كل استعمال.

Sommaire

Remerciements
Résumé
Liste des tableaux
Liste des figures
Notations

Introduction générale

Chapitre I : Les déchets

I.1 Introduction 01
I.2 Historique et valorisation des déchets 01
I.3 Origine de la production de déchets 02
I.4 Différents types de déchets 02
I.4.1 Les déchets inertes 02
I.4.2 Les déchets industriels banals 03
I.4.3 Les déchets ménagers et assimilés 03
I.4.4 Les déchets dangereux 03
I.5 Gestion des déchets 03
I.5.1 Définition 03
I.5.2 Politique de la gestion des déchets 03
I.5.3 Principe de gestion des déchets 04
I.5.4 Techniques de gestion des déchets 04
I.6 Recyclage des déchets dans le monde 04
I.6.1 Généralités 04
I.6.2 Législation européenne relative aux déchets 05
I.7 Recyclage des déchets en Algérie 05
I.7.1 introduction 05
I.7.2 Gestion des déchets en Algérie: Législation et outils 06
I.7.2.1 Le PNAGDES 06
I.7.2.2 Le PROGDEM 06
I.7.2.3 Agence National des Déchets (AND) 07
I.7.2 Les dégradations des routes 07
I.7.4 Les déchets de construction 08
I.7.5 La problématique des déchets 08
I.7.5.1 Résultats des travaux du CNERIB 08

I.7.5.2 Localisation des déchets 08
I.7.5.3 Décharges des déchets 08
I.8 Granulats Recyclés 09
I.8.1 Exploitation des granulats recyclés 09
I.8.1.1 Environnementales 09
I.8.1.2 Économiques 09
I.8.2 Sources des granulats recyclés 09
I.8.2.1 Les granulats provenant de la construction, de la réhabilitation et de la démolition des bâtiments 09
I.8.2.2 Les granulats recyclés provenant des structures routières 10
I.8.3 Matériaux bitumineux recyclés 11
I.8.3.1 Origine 11
I.8.3.2 Elaboration 11
I.8.3.3 Stockage 11
I.8.4 Terminologie et identification des déchets 14
I.8.4.1 Débris de béton 14
I.8.4.2 Débris de maçonnerie 14
I.8.4.3 Débris mixtes de béton et de maçonnerie 14
I.8.4.4 Débris d'enrobés hydrocarbonés (bitumineux ou contenant des goudrons) 14
I.8.5 Utilisation des granulats issus de recyclage 15
I.8.6 Matériaux de recyclage autorisé 15
I.8.6.1 Remblais 15
I.8.6.2 Sous-fondation 15
I.8.6.3 Fondation et empierrement 16
I.8.6.4 Fondation en empierrement stabilisé au ciment 16
I.8.6.5 Béton maigres 16
I.8.6.6 Revêtements de chaussées en enrobés bitumineux 16
I.8.6.7 Pavages 16
I.8.7 Utilisation des granulats recyclés dans le béton 16
I.8.7.1 Influence des granulats recyclés dans la fabrication des bétons 16
I.8.7.2 Influence des granulats asphaltique dans les bétons 17

Chapitre II: Le béton compacté au rouleau

II.1 Introduction 18
II.2 Description d'un BCR 18
II.2.1 Définition 18
II.2.2 Historique 19
II.2.3 Utilisation 20
II.2.4 Le BCR pour les routes 20
II.2.4.1 Dimensionnement d'une route 20
II.2.4.2 Avantages d'utilisation du BCR dans le domaine routier 21
II.2.4.3 Inconvénients du BCR 22
II.2.4.4 Constituants 22
II.3 Investigation éxperimentale 28
II.3.1 Essai Proctor modifié 29
II.3.2 Essais Vébé 29
II.4 Méthodes de formulation 30
II.4.1 Méthode empirique 30
II.4.1.1 Limite de consistance 31
II.4.1.2 Considération économique 32
II.4.1.3 Compactage des sols 32
II.4.2 Méthode semi-empirique 32
II.4.3 Modèle théorique 36
II.4.3.1 Modèles antérieurs 36
II.4.3.2 Notion d'indice de compaction 39
II.4.3.3 Données de base du modèle d'empilement compressible 40
II.5 Propriété du BCR 41
II.5.1 BCR à l'état frais 41
II.5.1.1 Ouvrabilité 41
II.5.1.2 Ségrégation 46
II.5.2 BCR à l'état durci 47
II.5.2.1 Propriétés mécaniques 47
II.5.2.2 Retrait 60
II.5.2.3 Durabilité 62
II.5.2.4 Gel-Dégel 63

Chapitre III: Les chaussées

III.1 Généralités 66
III.1.1 La structure de chaussée 66
III.1.2 Les différents types de chaussées et leur mode d'endommagement 66
III.1.3 Les chaussées en béton 67
III.1.3.1 Les différents types et leurs particularités 67
III.1.3.2 Sollicitations de la chaussée 68
III.1.3.3 Propriétés importantes du béton routier 69
III.2 Matériaux de construction pour chaussées 70
III.2.1 Définition 70
III.2.1.1 L'enrobé 70
III.2.1.2 Le bitume 70
III.2.1.3 L'enrobé bitumineux 70
III.2.2 Composition d'un enrobé bitumineux 70
III.2.2.1 Granulométrie du mélange 70
III.2.2.2 Teneur en liant 71
III.2.2.3 Teneur en filler d'apport 79
III.2.2.4 Spécifications des granulats selon les recommandations du CTTP d'Alger (février 2004) 79
III.2.3 Mélanges bitumineux 79
III.2.3.1 Les bitumes dans la construction routière 79
III.2.3.2 Les différents types d'enrobés à base de bitume pur (Enrobés bitumineux) ... 81
III.2.3.3 Les différents types d'enrobés à base de liants modifiés 82
III.2.3.4 Enrobés à module élevé (EME) 82
III.2.3.5 Les bétons bitumineux très minces (BBTM) 83
III.2.3.6 Les enrobés drainants 83
III.2.4 Méthodes de formulation des mélanges bitumineux 83
III.2.4.1 Les méthodes traditionnelles de formulation 83
III.2.4.2 Les nouvelles méthodes de formulation 85
III.2.5 Méthodologies de formulation des mélanges bitumineux 86
III.2.5.1 Méthodologie d'étude de formulation 86
III.2.5.2 Méthodologie de formulation en France 87
III.2.6 Méthodologies de formulation en Algérie 89
III.2.7 Fabrication d'un enrobé au laboratoire 89
III.2.7.1 Préparation des granulats et des fines d'apport 89
III.2.7.2 Préparation du liant 90

III.2.7.3 Malaxage 90
III.3 Fabrication des bitumes dans les centrales d'enrobage et les différents modes de fabrication des enrobés bitumineux 91
III.3.1 Principe et matériels 91
III.3.1.1 Principe 91
III.3.1.2 Matériels 91
III.3.2 Centrales d'enrobage 91
III.3.2.1 Centrale d'enrobage discontinue 91
III.3.2.2 Centrale d'enrobage continue 91
III.4 Essais au laboratoire sur les enrobés bitumineux 92
III.4.1 les essais classiques 92
III.4.1.1 Les essais non homogènes 92
III.4.2 Essais simulateurs de trafic 93
III.5 Comportement des enrobés bitumineux 93
III.5.1 Comportement non linéaire 93
III.5.2 Comportement viscoélastique linéaire 94
III.5.3 La fatigue 94
III.5.4 L'orniérage 94
III.6 Formulation du béton bitumineux 94
III.6.1 Réflexion préliminaire sur les bétons bitumineux 94
III.6.1.1 Formulation et fabrication des bétons 96
III.6.1.2 Comportement rhéologique à l'état durci 98
III.6.1.3 Notion de module complexe 98
III.6.1.4 Application aux bétons de ciment 99
III.6.2 Etude et propriétés mécaniques statiques des bétons bitumineux 101
III.7 Utilisation du béton bitumineux dans les structures routières 102
III.7.1 Fatigue du béton 102
III.7.1.1 Comportement du béton sollicité en fatigue 102
III.7.1.2 Durée de vie du béton en fatigue 103
III.7.1.3 Fatigue des bétons routiers 104
III.7.1.4 Fatigue des enrobés 105
III.7.2 Comportement vis-à-vis de la fissuration 107
III.7.2.1 Essais de retrait libre 107
III.7.2.2 Mesure du retrait thermique 107
III.7.2.3 Essais de retrait empêché 108

Chapitre IV : Matériaux et procédures expérimentales

IV.1 Introduction 109
IV.2 Matériaux utilisés 109
IV.2.1 Le ciment 109
IV.2.1.1 Définition 109
IV.2.1.2 Domaine d'utilisation 109
IV.2.1.3 Analyse et caractérisation 109
IV.2.2 Le gravier 109
IV.2.3 Le sable 109
IV.2.3.1 Le sable roulé 109
IV.2.3.2 Le sable de concassage 110
IV.2.4 Le déchet du béton bitumineux 110
IV.2.5 L'eau de gâchage 110
IV.3 Equipements 110
IV.3.1 Malaxeur 110
IV.3.2 Moules et accessoires 111
IV.4 Caractérisation des granulats ordinaires et recyclés 111
IV.4.1 Forme des grains et état de surface 112
IV.4.2 Granulométrie 112
IV.4.3 Masse volumique 112
IV.4.4 Absorption d'eau 112
IV.4.5 Propreté des granulats 112
IV.4.6 Dureté (Los Angeles) 112
IV.4.7 Compacité / Porosité des granulats 112
IV.5 Caractérisation de bitume 112
IV.5.1 Détermination de la pénétration à l'aiguille 112
IV.5.2 Détermination du point de ramollissement 113
IV.5.3 Détermination du point éclair – point de flamme 113
IV.2.4 Détermination de la densité relative à 25 °C 113
IV.5.5 Détermination de la perte de masse au chauffage 113
IV.6 Confection et Cure des éprouvettes 113
IV.7 Identification, composition et procédure de malaxage des bétons 114
IV.7.1 Identification des mélanges 114
IV.7.2 Optimisation de la composition du béton de ciment (C20/30 : $B_{0/0}$) 115
IV.7.2.1 Utilisation de la méthode de Dreux-Gorise pour le béton recyclé C20/30 115

IV.7.3 Optimisation de la composition du Béton Compacté au Rouleau (BCR) 116
IV.7.3.1. Compacité des granulats et de ciment selon RENE 117
IV.7.3.2. Compacité optimale du BCR 117
IV.7.3.3. Optimisation de la quantité d'eau optimale 117
IV.7.3.4. Démarche de travail 118
IV.7.3.5. Formulation du BCR par René LCPC 119
IV.7.4 Optimisation de la composition du béton bitumineux 119
IV.7.4.1 Extraction à chaud (Méthode KUMAGAWA) 120
IV.7.4.2 Epreuve de la formulation (BBSG 0/14 – Classe 2) 121
IV.7.4.3 Epreuve de la formulation (GB 0/20 – Classe 4) 122
IV.8 Caractérisation du béton C20/30 123
IV.8.1 Essai d'ouvrabilité 123
IV.8.2 Essai d'air occlus 123
IV.8.3 Essai de masse volumique à l'état durci 123
IV.8.4 Essai de compression simple 124
IV.8.5 Essai de traction par flexion 124
IV.8.6 Essai de module d'élasticité 124
IV.8.7 Essai de retrait 124
IV.8.8 Essai de vieillissement (gonflement) 124
IV.8.9 Essai d'absorption d'eau par capillarité 125
IV.8.10 Essai de porosité 125
IV.8.11 Essai de dureté superficielle par rebondissement 126
IV.8.12 Essai d'auscultation sonique 126
IV.9 Caractérisation du béton compacté au rouleau 126
IV.9.1 Essais effectués sur les BCR à l'état frais 126
IV.9.2 Essais effectués sur les BCR à l'état durci 126
IV.9.2.1 Essai de masse volumique à l'état durci 126
IV.9.2.2 Essai de compression simple 126
IV.9.2.3 Essai de traction par fendage 126
IV.9.2.4 Essai de module d'élasticité 126
IV.9.2.5 Essai d'absorption d'eau par capillarité 126
IV.9.2.6 Essai de porosité 127
IV.9.2.7 Essai de dureté superficielle par rebondissement 127
IV.9.2.8 Essai d'auscultation sonique 127
IV.10 Caractérisation du béton bitumineux 127
IV.10.1 Essai à la PCG 127

IV.10.2 Essai duriez (tenue à l'eau) 128
IV.10.3 Essai d'orniérage 128
IV.10.4 Essai module de rigidité 130
IV.11 Préparation des échantillons de déchets et de bétons pour le MEB 131
IV.11.1 Morphologie des granulats et béton 131
IV.11.2 Chimie des granulats 131
IV.12 Variables étudiées 132

Chapitre V: Résultats et Interprétations

V.1 Introduction 133
V.2 Granulats 133
V.2.1 Analyse granulométrique des granulats 133
V.2.2 Formes des grains et état de surface 134
V.2.2.1 Analyse visuelle 134
V.2.2.2 Analyse des granulats recyclé morphologiquement sous MEB 135
V.2.2.3 Analyse des granulats recyclé chimiquement sous MEB 137
V.2.3 Masse volumique 139
V.2.4 Absorption d'eau 139
V.2.5 Teneur en eau 139
V.2.6 Propreté 140
V.2.7 Résistance mécanique : dureté (Los – Angeles) 140
V.2.8 Caractéristiques des granulats de la carrière EPTRC - Tamoulgha 141
V.3 Identification du bitume 40/50 142
V.3.1 Essai de pénétrabilité 142
V.3.2 Essai de point de ramollissement 142
V.3.3 Densité relative à 25° C° 142
V.3.4 Essai de perte de masse au chauffage 142
V.3.5 Essai de point d'éclaire - point de flamme 142
V.4 Béton C 20/30 à l'état frais 143
V.4.1 Ouvrabilité et densité 143
V.5 Propriétés mécaniques et physiques du béton C 20/30 à l'état durci 144
V.5.1 Couleur et aspects extérieurs des bétons 144
V.5.2 Masses volumiques 145
V.5.3 Résistance à la compression 145
V.5.4 Résistance à la traction par flexion 146

V.5.5 Loi de régression 148
V.5.5.1 Résistance à la compression 148
V.5.5.2 Résistance à la traction 149
V.5.6 Dureté superficiel 150
V.5.7 Auscultation dynamique 151
V.5.8 Module d'élasticité en compression 151
V.5.9 Propriétés de transport 154
V.5.9.1 Absorption d'eau par capillarité 154
V.5.9.2 Porosité 156
V.5.10 Variations dimensionnelles 156
V.5.10.1 Retrait de séchage 156
V.5.10.2 Gonflement dans l'eau 159
V.6 Béton compacté au rouleau (BCR) 161
V.6.1 Compacité des granulats et de ciment selon RENE 161
V.7 BCR à l'état frais 161
V.7.1 Essai Proctor modifié 161
V.7.2 Affaissement 162
V.7.3 Masse volumique 163
V.8 BCR à l'état durci 163
V.8.1 Couleur et aspects extérieurs des bétons 163
V.8.2 Masses volumiques 164
V.8.3 Résistance à la compression 165
V.8.4 Résistance à la traction par fendage 166
V.8.5 Dureté superficiel 167
V.8.6 Auscultation dynamique 167
V.8.7 Module d'élasticité en compression 168
V.8.8 Propriétés de transport 169
V.8.8.1 Absorption d'eau par capillarité 169
V.8.8.2 Porosité 170
V.8.9 Variations dimensionnelles 170
V.8.9.1 Retrait de séchage 170
V.8.9.2 Gonflement dans l'eau 171
V.9 Béton bitumineux 172
V.9.1 Essai à la PCG 172
V.9.2 Essai duriez (tenue à l'eau) 175
V.9.3 Essai d'orniérage 177

V.9.4 Essai module de rigidité 180

Conclusions générales

Perspectives

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Tableau	Titre	Page
Tableau I.1 :	Estimation de la quantité totale des déchets urbains.	5
Tableau I.2 :	Les pourcentages des déchets de construction.	9
Tableau II.1 :	Composition typique de mélanges de BCR et de béton conventionnel.	19
Tableau II.2:	Principales caractéristiques d'un BCR pour barrage et d'un BCR pour chaussée.	20
Tableau II.3 :	Sous détails de prix de la variante N° I.	22
Tableau II.4 :	Sous détails de prix de la variante N° II.	22
Tableau II.5 :	Fuseaux granulométriques des bétons compactés au rouleau 0/16 et 0/20.	24
Tableau II.6 :	Indice de compaction pour différents protocoles.	40
Tableau II.7 :	Composition pour 1 m^3 de BCR.	42
Tableau II.8 :	Quantité d'eau des BCR.	42
Tableau II.9 :	Densité du BCR donné par Proctor modifié.	43
Tableau II.10 :	Teneur en eau optimal des différents mélanges.	43
Tableau II.11:	Résultats de l'essai Proctor modifié.	43
Tableau II.12:	Optimisation de la quantité d'eau pour le rapport S/G optimal.	44
Tableau II.13 :	Résultats de l'essai Proctor modifié.	44
Tableau II.14 :	Propriétés à l'état frais des BCR.	45
Tableau II.15 :	Différents dosage d'un BCR (kg/m^3).	46
Tableau II.16 :	Différents mélanges du BCR.	46
Tableau II.17 :	Résistance mécanique des mélanges.	48
Tableau II.18 :	Composition pour 1 m^3 de BCR.	52
Tableau II.19 :	Résistance à la compression avec 65% RH et 20 °C.	53
Tableau II.20 :	Résistance à la compression avec 100% RH et 20 °C.	53
Tableau II.21 :	Résistance à la compression sur cube.	53
Tableau II.22 :	Variation des résistances à la compression à 7 jours du même mélange en fonction des quantités d'eau.	53
Tableau II.23 :	Résistance à la compression d'après Debieb et al.	54
Tableau II.24 :	Résultats de l'essai de traction en MPa sur les mélanges de 1 à 8 pour trois dosages: 150 kg de ciment/m^3.	55
Tableau II.25 :	Résultats de l'essai de traction en MPa sur les mélanges de 1 à 8 pour trois dosages: 200 kg de ciment/m^3.	55
Tableau II.26 :	Résistance à la traction par fendage.	57
Tableau II.27 :	Calcul du facteur d'espacement des bulles d'airs selon deux approches.	64
Tableau II.28 :	Résultats des essais de gel-dégel.	65
Tableau III.1 :	Composition granulométrique du mélange liant.	71
Tableau III.2 :	Teneur en liant.	71
Tableau III.3 :	Module de richesse liant.	71
Tableau III.4 :	Le choix de la classe de bitume selon les zones Algériens et le trafic.	78

Tableau III.5 : Spécifications LA et MDE des gravillons. 79
Tableau III.6 : Spécifications Fs des sables. 79
Tableau III.7 : Spécifications IVR et VBF des fines. 79
Tableau III.8 : Spécifications A et P des gravillons. 80
Tableau III.9 : Caractéristiques des granulats. 80
Tableau III.10 : Caractéristiques du sable. 80
Tableau III.11 : Caractéristiques du filler d'apport. 81
Tableau III.12 : Caractéristiques des bitumes. 89
Tableau III.13 : Valeurs des 4 modules de richesses. 89
Tableau III.14 : Composition des mortiers pour les essais d'écoulement au maniabilimètre. 94
Tableau III.15 : Caractéristiques de fatigue retenues habituellement pour les bétons routiers 104
Tableau III.16 : Caractéristiques des essais de fatigue à force ou à déplacement imposé. 105
Tableau III.17 : Dissipation d'énergie par effet visqueux dans l'enrobé et les bétons. 106
Tableau IV.1 : Eprouvettes utilisées pour la réalisation des essais sur les différents bétons. 114
Tableau IV.2 : Composition du béton ordinaire. 115
Tableau IV.3 : Procédure de malaxage du béton ordinaire. 115
Tableau IV.4 : Composition du béton totalement recyclé. 116
Tableau IV.5 : Procédure de malaxage du béton recyclé. 116
Tableau IV.6 : Procédure de malaxage du BCR. 118
Tableau IV.7 : Composition pour 1 m^3 des différents BCR. 119
Tableau VI.8 : Valeur de bitume récupéré. 120
Tableau VI.9 : Procédure de malaxage du béton bitumineux et grave bitume. 123
Tableau VI.10 : Procédure de malaxage du béton bitumineux et grave bitume plus fraisât. 123
Tableau V.1 : Forme des granulats utilisés. 134
Tableau V.2 : Masses volumiques des granulats utilisés. 139
Tableau V.3 : Pourcentage d'absorption d'eau des granulats utilisés. 139
Tableau V.4 : Pourcentage d'absorption d'eau des granulats utilisés. 139
Tableau V.5 : Pourcentage d'impureté des granulats utilisés. 140
Tableau V.6 : Dureté des granulats utilisés. 140
Tableau V.7 : Récapitulation des résultats (Carrière EPTRC – Tamoulgha). 141
Tableau V.8 : Résultat de l'essai pénétrabilité. 142
Tableau V.9 : Résultat de l'essai point de ramollissement. 142
Tableau V.10 : Résultat de l'essai densité relative a 25° C°. 142
Tableau V.11 : Résultat de l'essai perte de masse au chauffage. 142
Tableau V.12 : Résultat de l'essai point d'éclaire - point de flamme. 142
Tableau V.13 : Propriétés à l'état frais des bétons réalisés. 143
Tableau V.14 : Propriétés à l'état durci des bétons $BC_{20/30}$ réalisés. 145

Tableau V.15 : Absorption initiale et coefficient de sorption des différents bétons recyclés. 154
Tableau V.16 : Compacité des granulats utilisés pour BCR selon RENE. 161
Tableau V.17 : Compacité du ciment utilisé selon RENE. 161
Tableau V.18 : Teneur en eau optimale. 162
Tableau V.19 : Le rapport E/C_{eff} pour chaque type BCR. 162
Tableau V.20 : Vérification nécessaire pour un BCR routier. 162
Tableau V.21 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du BB. 172
Tableau V.22 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du BBF. 173
Tableau V.23 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du GB. 174
Tableau V.24 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du GBF. 175
Tableau V.25 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du BB. 175
Tableau V.26 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du BBF. 176
Tableau V.27 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du GB. 176
Tableau V.28 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du GBF. 176
Tableau V.29 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BB. 177
Tableau V.30 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BBF. 178
Tableau V.31 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GB. 178
Tableau V.32 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GBF. 179
Tableau V.33 : Module de rigidité de l'éprouvette A du BB. 180
Tableau V.34 : Module de rigidité de l'éprouvette B du BB. 180
Tableau V.35 : Module de rigidité de l'éprouvette A du BBF. 181
Tableau V.36 : Module de rigidité de l'éprouvette B du BBF. 181
Tableau V.37 : Module de rigidité de l'éprouvette A du GB. 181
Tableau V.38 : Module de rigidité de l'éprouvette B du GB. 182
Tableau V.39 : Module de rigidité de l'éprouvette A du GBF. 182
Tableau V.40 : Module de rigidité de l'éprouvette B du GBF. 182

Liste des figures

Figure	Titre	Page
Figure I.1 :	Composition des déchets utilisés dans les constructions.	3
Figure I.2 :	Stockage de fraisât de provenance unique avant conditionnement.	11
Figure I.3 :	Stock d'agrégats avant conditionnement et reprise par pelle mécanique avant concassage.	12
Figure I.4 :	Stock d'agrégats 0 / (10-12,5) mm après concassage – criblage.	13
Figure I.5 :	Réutilisation des agrégats d'enrobés.	13
Figure I.6 :	Representation de déchet de béton avant et aprés concassage.	14
Figure I.7:	Representation de déchet de maçonnerie avant et aprés concassage.	14
Figure I.8 :	Representation de déchet de béton et de maçonnerie avant et aprés concassage.	14
Figure I.9 :	Representation de déchet d'enrobés hydrocarbonés avant et aprés concassage.	14
Figure I.10 :	Synthèse des origines et définition des usages.	15
Figure II.1 :	Coupe en élévation d'une route.	21
Figure II.2 :	Fuseau granulométrique proposé par Piggot.	24
Figure II.3 :	Fuseau granulométrique du béton compacté au rouleau 0/16.	24
Figure II.4 :	Fuseau granulométrique du béton compacté au rouleau 0/20.	25
Figure II.5 :	Distribution des contraintes au centre de la dalle.	26
Figure II.6 :	Compactage du béton compacté au rouleau selon le procédé Proctor Modifié.	29
Figure II.7 :	Schématisation de l'appareil VEBE.	30
Figure II.8 :	Courbe densité en fonction du rapport sable/ciment.	31
Figure II.9 :	Courbe densité en fonction du rapport sable / pierre.	31
Figure II.10 :	Courbe densité en fonction de la teneur.	32
Figure II.11 :	Paramètres optimum d'un mortier pour BCR.	32
Figure II.12 :	Courbes de Fuller - Thompson modifiées pour différentes grosseurs de granulats.	34
Figure II.13 :	Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport eau / liant < 0,50).	35
Figure II.14 :	Relation entre le rapport eau/liant et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné).	35
Figure II.15 :	Cas des gros dominants (cas 1).	36
Figure II.16 :	Cas des petits dominants (cas 2).	36
Figure II.17 :	Effet d'interaction entre classes granulaires.	37
Figure II.18 :	Compacité en fonction de E/C_{eff} pour un S/G optimal.	43
Figure II.19 :	Résultat de l'essai Proctor modifié.	44
Figure II.20 :	Résistance à la compression à 7 jours en fonction de E/C_{eff}.	44
Figure II.21 :	Compactage du BCR et variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau.	45

Figure II.22 :	Relation entre la teneur en eau optimal et la densité du BCR.	45
Figure II.23 :	Résistance à la compression à 7 jours en fonction de la compacité.	48
Figure II.24 :	Résultats des propriétés mécaniques sur 3 mélanges à l'âge de 88 jours.	48
Figure II.25 :	Résistance à la compression en fonction de l'âge.	49
Figure II.26:	Résistance à la compression des éprouvettes.	49
Figure II.27:	Résistance à la compression des différents mélanges.	49
Figure II.28:	Résistance à la compression à 7 jours sur des BCR à partir de granulats recyclés et ordinaires.	50
Figure II.29:	Résistance à la compression à 28 jours sur des BCR à partir de granulats recyclés et ordinaires.	50
Figure II.30:	Résistance à la compression à 7 jours lors de la variation de la teneur en ciment.	50
Figure II.31:	Evolution de la résistance à la compression des BCR dosé à 250 kg/m^3 avec l'âge.	51
Figure II.32 :	Courbes de variation de la résistance en fonction de l'âge pour les huit mélanges du BCR.	51
Figure II.33 :	Variation des résistances à la compression des mélanges de 1 à 8, dosage 150 kg de ciment.	51
Figure II.34 :	Variation des résistances à la compression des mélanges de 1 à 8, dosage 200 kg de ciment.	52
Figure II.35 :	Variation des résistances à la compression des mélanges de 1 à 8, dosage 250 kg de ciment.	52
Figure II.36 :	Variation de la résistance à la flexion en fonction du rapport E/C pour un BCR contenant 14% de ciment.	56
Figure II.37 :	Relation entre le contenu de ciment et la résistance à la flexion pour N=50 et CA/FA=1 (Gros agrégats/fine agrégats).	56
Figure II.38 :	Relation entre le contenu de ciment et la résistance à la traction par flexion, avec E/C=0,45.	56
Figure II.39:	Evolution de la résistance à la traction par fendage des BCR dosé à 250 kg/m^3 avec l'âge.	57
Figure II.40:	Variation des résistances à la traction des mélanges de 1 à 8, dosage 250 kg de ciment.	57
Figure II.41 :	Module d'élasticité de différents mélanges de BCR.	58
Figure II.42:	Corrélation entre résistance en compression et module d'élasticité du béton durci.	59
Figure II.43:	Essai de chargement et relation contrainte – déformation du BCR.	59
Figure II.44:	Variation du module d'élasticité en fonction de la résistance du BCR.	59
Figure II.45 :	Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10 FS.	60
Figure II.46 :	Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10.	61
Figure II.47 :	Gonflement de béton dans l'eau.	61
Figure II.48 :	Gonflement de béton dans la solution de sulfates ($Na2SO_4$ – 5%).	61
Figure II.49:	Retrait des BCR en fonction de l'âge.	62

Figure II.50:	Gonflement des BCR en fonction de l'âge.	62
Figure II.51:	Absorption d'eau par capillarité des bétons recyclés.	63
Figure II.52 :	Corrélation entre la perte de masse due aux cycles de Gel-Dégel et la capillarité.	65
Figure III.1 :	Coupe transversale schématique de la chaussée.	66
Figure III.2 :	Chargement d'une chaussée en béton.	69
Figure III.3 :	Schématisation de la structure colloïdale d'un bitume routier.	73
Figure III.4 :	Les formes des micelles d'asphaltènes.	73
Figure III.5 :	Structure du bitume.	74
Figure III.6 :	Structure gel du bitume.	74
Figure III.7 :	Le bitume mou et le bitume dure.	75
Figure III.8 :	Niveaux d'épreuves de formulation des enrobés.	88
Figure III.9 :	Raidissement des mortiers non adjuvantés.	95
Figure III.10 :	Raidissement des mortiers avec plastifiant.	95
Figure III.11 :	Prise des mortiers non adjuvantés.	96
Figure III.12 :	Courbes granulométriques comparées du fraisât (écrêté à 20 mm) avant et après désenrobage par la méthode de Rouen.	97
Figure III.13 :	Evolution de la courbe granulométrique d'un béton de fraisât avec le malaxage.	98
Figure III.14 :	Courbes isothermes (de –10°C à 40°C) du béton de ciment témoin.	99
Figure III.15 :	Courbes isothermes (de –10°C à 40°C) du béton de ciment avec 90 % de fraisât.	100
Figure III.16 :	Courbes isothermes (de –10°C à 40°C) d'une grave-bitume typique.	100
Figure III.17 :	Comparaison des trois matériaux avec la représentation de Black.	101
Figure III.18 :	Diagramme de Wöhler.	104
Figure IV.1 :	Les graviers utilisés pour la fabrication du premier et deuxième type du béton.	109
Figure IV.2 :	Les graviers utilisés pour la fabrication du troisième type du béton.	109
Figure IV.3 :	Les sables utilisés pour la fabrication des différents bétons.	110
Figure IV.4 :	Les granulats utilisés comme granulats recyclés.	110
Figure IV.5 :	Caractérisation de la forme des granulats en fonction du coefficient d'aplatissement et celui d'élongation.	111
Figure IV.6 :	Calcul de la compacité des granulats selon RENE.	117
Figure IV.7 :	Calcul de la compacité du ciment selon RENE.	117
Figure IV.8 :	Principe de l'essai de Vibration sous Pression.	118
Figure IV.9 :	Eprouvettes cylindriques et prismatique après coulage.	118
Figure IV.10 :	Principe de démarrage d'une étude de formulation de mélange bitumineux.	119
Figure IV.11 :	Filtres utilisés en dissolution.	120
Figure IV.12 :	Appareillage d'extraction à chaud.	120
Figure IV.13 :	La courbe granulométrique du fraisât après extraction de bitume.	121
Figure IV.14 :	La courbe granulométrique de la formulation du béton bitumineux 0/14.	122
Figure IV.15 :	La courbe granulométrique de la formulation du grave bitume 0/20.	123

Figure IV.16 :	Principe de l'essai traction par flexion.	124
Figure IV.17 :	Principe d'absorption d'eau.	125
Figure IV.18 :	Principe de l'essai à la PCG.	127
Figure IV.19 :	Principe de l'ornière de grandes dimensions.	129
Figure IV.20 :	Système de chargement.	131
Figure IV.21 :	Le MEB utilisé.	131
Figure IV.22 :	Les granulats préparés.	131
Figure IV.23 :	Variables étudiées	132
Figure V.1 :	Courbes granulométriques des granulats recyclés avant et après malaxage.	133
Figure V.2 :	Courbes granulométriques des granulats ordinaires et recyclés.	134
Figure V.3 :	Analyse d'un grain de sable recyclé bitumineux.	135
Figure V.4 :	Analyse d'une partie de grain de sable recyclé bitumineux.	135
Figure V.5 :	Analyse d'un gravier recyclé bitumineux.	136
Figure V.6 :	Analyse d'une partie de gravier recyclé bitumineux.	136
Figure V.7 :	Spectre de l'analyse chimique du sable recyclé bitumineux.	137
Figure V.8 :	Spectre de l'analyse chimique du gravier recyclé bitumineux.	138
Figure V.9 :	Analyse granulométrique des granulats.	141
Figure V.10 :	Teneur en air des bétons réalisés.	143
Figure V.11 :	Temps d'écoulement des bétons réalisés.	144
Figure V.12:	Couleur et aspect des bétons C 20/30 visuellement.	144
Figure V.13:	Aspect des bétons C 20/30 sous MEB.	144
Figure V.14 :	Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de substitution en gros granulats recyclés.	145
Figure V.15 :	Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de substitution en fins granulats recyclés.	145
Figure V.16 :	Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de substitution en gros et fins granulats recyclés.	146
Figure V.17 :	Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage de substitution en gros granulats recyclés.	146
Figure V.18 :	Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage de substitution en fin granulats recyclés.	147
Figure V.19 :	Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage de substitution en Gros et fin granulats recyclés.	147
Figure V.20 :	Variation de la résistance à la compression des bétons en gros granulats recyclés ($B_{G/0}$).	148
Figure V.21 :	Variation de la résistance à la compression des bétons en fins granulats recyclés ($B_{0/S}$).	148
Figure V.22 :	Variation de la résistance à la traction des bétons en gros granulats recyclés ($B_{G/0}$).	149
Figure V.23 :	Variation de la résistance à la traction des bétons en fins granulats recyclés ($B_{0/S}$).	149

Figure V.24 :	Corrélation entre résistance en compression et masse volumique apparente du béton durci.	150
Figure V.25 :	Comparaison entre la résistance à la compression donnée par scléromètre et par écrasement.	150
Figure V.26 :	La vitesse du son des différents bétons recyclés.	151
Figure V.27 :	Variation du module d'élasticité des bétons recyclés.	152
Figure V.28:	Variation du module d'élasticité en fonction du sable ou gravier recycle.	152
Figure V.29 :	Variation du module d'élasticité en fonction du (sable et gravier) recyclé.	152
Figure V.30 :	Corrélation entre résistance en compression et module d'élasticité des bétons recyclés.	153
Figure V.31 :	Corrélation entre résistance en compression et module d'élasticité des bétons recyclés.	154
Figure V.32 :	Absorption d'eau par capillarité des bétons en fonction de pourcentage du sable recyclé.	155
Figure V.33 :	Absorption d'eau par capillarité des bétons en fonction de pourcentage du gravier recyclé.	155
Figure V.34 :	Absorption d'eau par capillarité des bétons en fonction de pourcentage G/S recyclé.	155
Figure V.35 :	La porosité des différents bétons recyclés.	156
Figure V.36:	Evolution du retrait à l'air libre des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.	157
Figure V.37:	Evolution du retrait à l'air libre des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.	157
Figure V.38:	Evolution du retrait à l'air libre des bétons à base de granulats recyclés pendant 300 jours.	157
Figure V.39:	Perte en masse des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.	158
Figure V.40:	Perte en masse des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.	158
Figure V.41:	Perte en masse des bétons à base de granulats recyclés pendant 300 jours.	158
Figure V.42:	Evolution du gonflement dans l'eau des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.	159
Figure V.43 :	Evolution du gonflement dans l'eau des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.	159
Figure V.44 :	Evolution du gonflement dans l'eau des bétons à base de granulats recyclés pendant 300 jours.	159
Figure V.45 :	Gain en masse des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.	160
Figure V.46 :	Gain en masse des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.	160
Figure V.47 :	Gain en masse des bétons à base de granulats recyclé pendant 300 jours.	160
Figure V.48 :	Optimisation de la teneur en eau optimale des BCR.	161
Figure V.49 :	Affaissement nul d'un BCR.	162
Figure V.50 :	Comparaison de la densité du BCR à l'état frais.	163
Figure V.51 :	Couleur et aspect des BCR visuellement.	164

Figure V.52 :	Aspect des BCR sous MEB.	164
Figure V.53 :	Masse volumiques des BCR à l'état durci.	164
Figure V.54 :	Résistance à la compression.	165
Figure V.55 :	Variation de la résistance a la compression en fonction du pourcentage en substitution.	165
Figure V.56 :	Résistance à la traction par fendage.	166
Figure V.57 :	Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage en substitution.	166
Figure V.58 :	Comparaison entre la résistance à la compression donnée par scléromètre et par écrasement.	167
Figure V.59 :	La vitesse du son des BCR.	167
Figure V.60 :	Module d'élasticité des BCR en fonction du pourcentage en substitution.	168
Figure V.61 :	Comparaison entre le module d'élasticité théorique et expérimental.	168
Figure V.62 :	Absorption d'eau des bétons réalisés.	169
Figure V.63 :	La porosité accessible à l'eau des BCR.	170
Figure V.64 :	Evolution du retrait à l'air libre.	170
Figure V.65 :	Perte en masse en fonction de l'âge.	171
Figure V.66 :	Evolution du gonflement dans l'eau.	171
Figure V.67 :	Gain en masse en fonction de l'âge.	172
Figure V.68 :	Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du BB.	173
Figure V.69 :	Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du BBF.	173
Figure V.70 :	Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du GB.	174
Figure V.71 :	Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du GBF.	175
Figure V.72 :	Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BB.	177
Figure V.73 :	Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BBF.	178
Figure V.74 :	Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GB.	179
Figure V.75 :	Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GBF.	179
Figure V.76 :	Nombre de pulsations pour module de rigidité du BB.	180
Figure V.77 :	Nombre de pulsations pour module de rigidité du BBF.	181
Figure V.78 :	Nombre de pulsations pour module de rigidité du GB.	182
Figure V.79 :	Nombre de pulsations pour module de rigidité du GBF.	183

Notations

MATE : Le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement ;

PROGDEM : Programme National de la Gestion des Déchets Municipaux ;

PNAGDES : Plan National de Gestion des Déchets Spéciaux ;

CET : Centres d'Enfouissement Technique ;

MICL : Le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Locales ;

AND : l'Agence Nationale des Déchets ;

ASROUT : assainissement et routes ;

BCR : Le béton compacté au rouleau ;

BSC : Le béton sec compacté ;

ASTM : Normes Américaines ;

γ_h **:** La masse volumique humide ;

γ_d **:** La masse volumique sèche ;

w: La teneur en eau ;

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France ;

CRIB : Centre de Recherche Inter universitaire sur le Béton de l'Université Laval ;

ACI : American Concrete Institute ;

d : Grosseur des tamis (mm);

D : Grosseur maximale nominale des granulats (mm);

p : Pourcentage passant (%) des particules selon le tamis de grosseur d ;

V_p **:** Volume de pâte dans $1m^3$ de BCR (l/m^3) ;

V_{vc} **:** Volume des vides dans $1m^3$ de granulat compacté (l/m^3) ;

V_{eau} **:** Volume de l'eau ;

V_{ciment} **:** Volume du ciment ;

$V_{ajout\ minéraux}$ **:** Volume des ajouts minéraux ;

E/L : Le rapport eau / liant ;

$C_{cas\ 1}$ **:** La compacité ;

ϕ **i :** Le volume partiel, c'est-à-occupé par la classe i dans un mélange de volume unitaire ;

$C_{cas\ 2}$ **:** La compacité du mélange ;

di et dj : Le diamètre des particules ;

f et g : Sont respectivement des fonctions qui tiennent compte de l'effet de desserrement et de l'effet de paroi ;

Φ : Représente le volume solide total du mélange ;

β_i **:** Compacité virtuelle propre de la classe i empilée isolement ;

α_i **:** La compacité propre ;

γ_i **:** Compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe i est dominante ;

b_{ij} **:** Le coefficient illustre l'effet de paroi subi par l'empilement des grains 2 au voisinage

des grains 1 ;

a_{ij} : Le coefficient exprime l'effet de desserrement exercé par les grains 2 sur l'empilement des grains 1 ;

y_i : fraction volumique d'une classe par rapport au volume total du mélange solide ;

d_i : est le diamètre de moyen de la classe i ;

C : est la compacité ;

m: La masse du matériau en kg ;

ρ : La masse volumique en kg/m^3 ;

V : Le volume total final en m^3 ;

P_e : Le poids de l'eau ;

P_p : Le poids de la poudre ;

ρ′ : La masse volumique de la poudre en kg/m^3 ;

E/C_{eff} : Rapport (eau / ciment) efficace ;

S/G : Rapport sable / gravier ;

HR : Humidité relative ;

fr **:** Estimation de la résistance à la flexion du BCR à 28 jours de mûrissement (MPa) ;

***f′c*:** Résistance moyenne à la compression d'éprouvettes de BCR à 28 jours (MPa) ;

E : Module d'Young (MPa) ;

σ : Contrainte (MPa) ;

ε : Déformation (mm/mm) ;

$Ca(OH)_2$: La chaux hydratée ;

Na_2SO_4 : Solution de sulfates ;

BCRR : Béton compacté au rouleau recyclé ;

BR : Béton recyclé ;

S : nombre d'arrêts ;

T : total ;

P : pâte ;

B : vides d'air sphériques ;

VC : vides de compactage ;

LV : large vide (> 1 mm) ;

a : Les éprouvettes sont complètement détruites ;

b : Valeur non mesurée ;

NRCC : Un BCR avec des granulats naturels ;

NAC : Un béton ordinaire avec des granulats naturels ;

NF : Normes françaises ;

AFNOR : L'association française de normalisation ;

IQE : Indice de Qualité Elastique ;

BBSG : Béton bitumineux semi grenus ;

GB : Graves bitumes ;

K : Module de richesse ;

SBS : Styrène Butadiène Styrène ;

SIS : Styrène Isoprène Styrène ;

SB : Styrène Butadiène ;

SBR : copolymère statique ;

EVA : Ethylène Acétate de Vinyle ;

EMA : Ethylène Acrylate de Méthyle ;

EBA : Ethylène Acrylate de Butyle ;

PIB : Polyisobutylène ;

Alt : Altitude ;

PLMJA : Poids lourds moyens journalière annuelle ;

LA : Los Angeles ;

MDE : Micro Deval ;

IVR : Indice des vides Rigden ;

VBF : Valeur au bleu de méthylène ;

CPS : Cahier des prescriptions spéciaux ;

S.B : Sable bitume ;

B.B.L : Enrobés pour couche de liaison ;

EME : Enrobés à module élevé ;

BBTM : Les bétons bitumineux très minces ;

VMA : Vides du squelette minéral ;

VFA : Vides remplis par le bitume ;

SUPERPAVE: Superior performing asphalts Pavement;

Q : Surface spécifique conventionnelle ;

MVRG : Masse volumique réelle des granulats ;

MVRE : Masse volumique réelle de l'enrobé ;

G : Proportion pondérale des éléments supérieure 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 inférieur à 0.08 mm ;

K : Module de richesse qui caractérise l'épaisseur moyenne autour des granulats ;

a : Coefficient destiné à tenir compte de la masse volumique des granulats (MVRG) ;

$\%G_i$: Pourcentage des fractions granulaires ;

n_n : Les masses volumiques des granulats ;

n_b : Le masse volumique du bitume ;

TL_{ext} : Teneur en liant extérieure qui représente le rapport de la masse de liant, à la masse de granulats secs ;

TL_{int} : Teneur en liant intérieure qui représente le rapport de liant, à la masse du mélange total ;

MVA : masse volumique absolue ;

PCG : Presse à Cisaillement Giratoire ;

SM : Stabilité Marshall ;

FM : Fluage Marshall ;

$|\varepsilon|$: L'amplitude de la déformation ;

φ: Angle de déphasage du matériau ;

$|E^*|$: Module complexe ;

μ : La viscosité [Pa.s] ;

η : Viscosité dynamique ;

γ : Viscosité cinétique ;

η_R : Viscosité relative ;

η_{sp} : Viscosité spécifique ;

τ : Contrainte de cisaillement ;

dF : projection de la force de frottement tangentielle ;

dS : surface élémentaire d'une couche cisaillée ;

$\dot{\gamma}$: Vitesse (gradient) de cisaillement ;

τ_0 : Seuil de cisaillement ;

τ : La contrainte de cisaillement [Pa] ;

CPJ : Ciment portland composé ;

EPTRC : Entreprise publique des travaux routiers et constructions ;

BS : Norme anglaise ;

IDF : Indice de forme ;

p : Coefficient d'aplatissent ;

q : Coefficient d'élongation ;

γ_s : masse volumique absolue ;

γ_{app} : masse volumique apparente ;

$B_{0/0}$: béton naturel C20/30 à base de 100% de gros et fins granulats naturels ;

$B_{G/S}$: béton recyclé C20/30 à base de gros et fins granulats recyclés ;

$BCR_{0/0}$: béton compacté au rouleau à base de 100% de gros et fins granulats naturels ;

$BCR_{G/S}$: béton compacté au rouleau à base de gros et fins granulats recyclés ;

BB : béton bitumineux à base de 100% de gros et fins granulats naturels ;

BBF : béton bitumineux à base de gros et fins granulats naturels plus fraisât ;

GB : Grave bitume à base de 100% de gros et fins granulats naturels ;

GBF : Grave bitume à base de gros et fins granulats naturels plus fraisât ;

E_{eff} : L'eau efficace ;

E_{tot} : La quantité d'eau totale ;

E_{abs} : Eau absorbée ;

E_{adj} : La quantité d'eau de l'adjuvant s'il existe ;

$E_{ajouter}$: Eau à ajouter nécessaire pour faire le compactage ;

F : la charge de rupture (N) ;

Rt : résistance à la traction (MPa) ;

ε : La porosité accessible à l'eau (%) ;

Rc : la résistance à la compression ;

I : indice scléromètrique ;

V : vitesse de propagation de l'onde (m/s) ;

t : temps mis pour parcourir d ;

***r/R* :** Rapport entre la résistance à la compression après immersion (*r*) et celle après conservation sans immersion (*R*) à 18 °C ;

Y : profondeur d'ornière à N cycles ;

A : profondeur d'ornière à 1000 cycles ;

b : pente de la droite (coordonnée log) ;

ρm : est la masse volumique réelle du mélange bitumineux en (kg/m^3) ;

***v* :** est le pourcentage de vide de la plaque en (%) ;

MEB : Microscope à balayage électronique ;

SR : Sable recyclé ;

SR_{corr} : Sable recyclé corrigé ;

GR : Gravier recyclé ;

SN : Sable naturel ;

SN_{corr} : Sable naturel corrigé ;

GN : Gravier naturel ;

MF : Module de finesse ;

A : Le coefficient d'aplatissement ;

TBA : Point de ramollissement ;

Abs : Absorption d'eau des bétons ;

Introduction générale

Introduction générale

Dans un monde où on voit la nécessité de développer de nouvelles technologies et méthodes de gestion pour satisfaire les demandes environnementales, et cela sans altérer la performance des ouvrages.

Le développement durable est un thème actuel dans le secteur des chaussées bitumineuses car la construction routière est une grande consommatrice en granulats neufs ; de plus l'entretien des routes passe nécessairement par le fraisage des anciennes couches de chaussée : ce qui entraîne la production d'une grande quantité de déchets des matériaux bitumineux. L'utilisation de la technique de fraisage - recyclage des enrobés bitumineux pour leur réutilisation dans les projets routiers permettra de réduire le coût global d'un projet de 30 % à 40%. Et d'un point de vue environnemental, le recyclage des enrobés permet de limiter l'utilisation des ressources naturelles non renouvelables dans la construction des infrastructures, en plus de réduire la quantité de déchets dans les lieux d'entreposage.

Au cours du XXe siècle, le développement de l'industrialisation et des moyens de transport a favorisé l'essor des chaussées bitumineuses. L'enrobé s'est vite imposé comme la chaussée de référence de par ces caractéristiques mécaniques, son confort et son aspect sécuritaire pour l'usager. La construction routière est devenue un outil social, politique et économique.

Toutefois, l'industrie de la route se confronte depuis quelques années au problème de la sensibilisation écologique et du développement durable.

La technique de fraisage - recyclage des enrobés bitumineux pour leur réutilisation dans les projets routiers a été introduite en Algérie en 2005 et a été appliquée sur la voirie urbaine et les grands boulevards des grandes villes.

Toutefois, avec l'augmentation du prix du bitume et la diminution des granulats disponibles dans certains pays, l'utilisation des enrobés recyclés demeure une technique d'avenir.

Le principal objectif de cette recherche est de pouvoir recycler des matériaux enrobés, tout en conservant un maximum des qualités du matériau recyclé et en utilisant le moins de matériau neuf possible. De nombreux essais présentés dans ce travail visent à évaluer les performances mécaniques des matériaux bitumineux préparés avec des différents pourcentages d'ajout ou de substitution de fraisât sur différents types de bétons. Avant de commencer la préparation de ces types de bétons avec l'enrobés recyclés, il est recommandé de vérifier les caractéristiques de constituants des matériaux bitumineux (granulats et bitume) du fraisât et des matériaux neufs.

L'étude se décomposera en plusieurs étapes ; dans le premier chapitre, il s'agira de parler sur les déchets, le deuxième chapitre présente le béton compacté au rouleau, le troisième chapitre c'est un rappel sur les chaussées et les enrobés bitumineux. Le quatrième chapitre s'articulera autour de l'expérimentation (matériaux et procédure expérimentale) et dans un dernier chapitre l'analyse des résultats et leur interprétation, on termine ce travail de recherche par des conclusions générales et des perspectives.

CHAPITRE I

Les déchets

I.1 Introduction

Dans ces dernières années, la protection de l'environnement est devenue une préoccupation collective. La question des déchets est quotidienne et touche chaque individu. En tant que consommateur, jeteur, usager de ramassage des ordures ménagères, et trieur de déchets recyclables, citoyen ou contribuable, chacun peut et doit être acteur d'une meilleure gestion des déchets.

Des gestes simples permettent d'agir concrètement pour améliorer le cadre de vie et préserver le bien - être de chacun. Différentes lois notamment du 15 juillet 1975 **[1]**, regroupées et inscrites dans le cadre de l'environnement, fixent les objectifs à respecter pour gérer correctement les déchets :

- ✓ Prévenir ou réduire la production et la nocivité des déchets ;
- ✓ Organiser le transport des déchets ;
- ✓ Valoriser les déchets par réemploi, recyclage ou toute action visant à obtenir des matériaux réutilisables ou de l'énergie ;
- ✓ Informer le public des effets pour l'environnement et la santé public ;
- ✓ Limiter le stockage définitif aux seuls déchets résiduels ultimes ;

I.2 Historique et valorisation des déchets

Le problème des déchets apparaît avec le développement des villes où les ordures s'entassent sur la voie publique. Pendant le moyen Age, les déchets royaux se succèdent pour améliorer la gestion des déchets. La révolution arrive avec le préfet de la Seine Eugène Poubelle qui met en place un premier arrêté, le 24 novembre 1883, obligeant les propriétaires parisiens à mettre à disposition à chacun de leurs locataires un récipient destiné aux ordures ménagères. Par glissement sémantique, ces récipients prennent vite le nom « poubelles ».

Le 15 juillet 1975, est arrêté la directive 75/442/CEE du conseil relatif aux déchets **[2]**, elle constitue le socle à partir duquel va s'intégrer la politique européenne de développement. Du fait, les principes sont posés : invoquant la poursuite de l'un des objectifs de la Communauté qui est la protection du milieu et l'amélioration de la qualité de la vie, il est d'emblée spécifié que : toute réglementation en matière d'élimination des déchets doit avoir comme objectif essentiel la protection de la santé de l'homme et de l'environnement contre les effets préjudiciables causés par le ramassage, le transport, le traitement, le stockage et le dépôt des déchets. Des orientations sont prises : favoriser la récupération des déchets et l'utilisation des matériaux de récupération afin de préserver les ressources.

La directive entend par déchet toute substance ou tout objet dont le détenteur se défait, ou a l'obligation de se défaire en vertu des dispositions nationales en vigueur :

- o Les déchets radioactifs ;
- o Les déchets résultant de la prospection, de l'extraction, du traitement et du stockage de ressources minérales, ainsi que de l'exploitation des carrières ;
- o Les cadavres d'animaux et les déchets agricoles suivants : matières fécales et autres substances utilisées dans le cadre de l'exploitation agricole ;
- o Les eaux usées, à l'exception des déchets à l'état liquide ;
- o Les effluents gazeux émis dans l'atmosphère ;
- o Les déchets soumis à des réglementations communautaires spécifiques ;

La directive européenne 75/442/CEE est notamment suivie, en 1978, de la directive 78/319/CEE du conseil, relative aux déchets toxiques et dangereux. En 1984, de la directive 84/631/CEE du conseil, relative à la surveillance et au contrôle dans la communauté des transfrontaliers de déchets dangereux et en 1988, de la résolution du conseil, concernant les mouvements transfrontaliers de déchets dangereux vers les pays tiers **[2]**.

En 1987, l'acte unique européen représente un tournant dans la politique environnementale de l'UE. Pour la première fois, celle-ci fait son apparition dans les traités communautaires. L'acte y ajoute trois nouveaux articles (article 130R, 130S et 130T du traité CE) qui permettent à la communauté de préserver, protéger et améliorer la qualité de l'environnement, contribuer à la protection de la santé des personnes et assurer une utilisation prudente et rationnelle des ressources naturelles. Cependant, si le conseil arrête les mesures concernant l'aménagement du territoire, l'affectation des sols. Il est précis que la communauté n'intervient en matière d'environnement que lorsque cette action peut mieux être réalisée au niveau communautaire qu'au niveau des états membres, et il exclut nommément de ses compétences la gestion des déchets ainsi que la gestion des hydrauliques.

En 1999, le traité d'Amsterdam renforce la base juridique de la protection environnementale et inscrit parmi les missions de la communauté le principe de développement durable défini 12 ans plus tôt dans le rapport Brundtland comme un mode de développement qui répond aux besoins du présent sans compromettre la capacité des générations futures de répondre aux leurs **[3]**. Les articles 130R, 130S et 130T du traité CE sont confirmés dans l'article 174 qui précise que la politique de l'union est fondée sur les principes de précaution et d'action préventive, sur le principe de la correction, par priorité à la source, des atteintes à l'environnement et sur le principe du pollueur - payeur. Le sixième programme communautaire d'action pour l'environnement intitulé « environnement 2010 : notre avenir, notre choix » couvre la période allant du 22 juillet 2002 au 21 juillet 2012. Il vise, entre autres, la réduction de la quantité finale des déchets, c'est-à-dire hors valorisation, de 20% d'ici 2010 et de 50% d'ici 2050 **[2]**.

I.3 Origine de la production de déchets

La production des déchets est inéluctable pour les raisons suivantes **[3]**:

- Biologiques : tout cycle de vie produit des métabolites ;
- Chimiques : toute réaction chimique est régie par le principe de la conservation de la matière et dès que veut obtenir un produit à partir de deux autres on en produira un quatrième ;
- Technologiques : tout procédé industriel conduit à la production de déchet ;
- Economique : les produits en une durée de vie limitée ;
- Ecologique : les activités de la dépollution (eau, air) génèrent inévitablement d'autres déchets qui nécessiteront une gestion spécifique ;
- Accidentelles : les inévitables dysfonctionnements des systèmes de production et de consommation sont, eux aussi, à l'origine de déchets.

I.4 Différents types de déchets

Les utilisables en génie civil sont les déchets inertes, les déchets ménagers et sous-produit industriels. Les différents types de déchets sont :

I.4.1 Les déchets inertes

Les déchets inertes sont des déchets minéraux non pollués. Ils ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique ou chimique. Ils ne sont pas biodégradables et ne se détériorent pas au contact d'autres matières d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine. Ces déchets proviennent des activités de construction, de réhabilitation et de démolition liées au secteur du bâtiment, ainsi que des activités liées à la réalisation et à l'entretien d'ouvrages publics (routes, ponts, réseaux…). Parmi ces déchets, on trouve : le béton, le bitume, les briques, les tuiles, les céramiques, les carrelages et les matériaux à base de gypse.

I.4.2 Les déchets industriels banals

Ensemble des déchets non inertes et non dangereux générés par les entreprises, industriels, commerçants, artisans et prestataires de services ; ferrailles, métaux non ferreux, papiers cartons, verre, textiles, bois, plastiques,…etc.

I.4.3 Les déchets ménagers et assimilés

Les déchets ménagers et assimilés sont les déchets solides produits par les ménages sur leur lieu d'habitation. Ils regroupent : les ordures ménagers, les déchets d'emballages recyclables en verre, les déchets encombrants issus des ménagers et les déchets végétaux.

I.4.4 Les déchets dangereux

Les déchets spéciaux sont des déchets qui, en raison de leur composition ou de leurs propriétés, présentent un danger pour la santé humaine ou pour l'environnement. Ce type de déchets doit donc subir un ensemble de traitements appropriés pour en réduire la toxicité et le risque de contamination. Ils nécessitent donc des filières spécifiques de collecte, transport, traitement, recyclage et élimination.

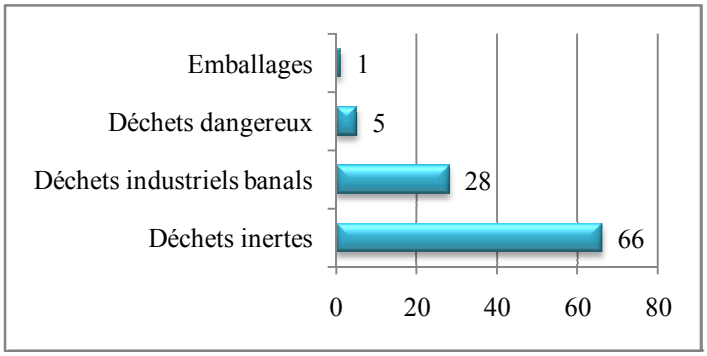


Figure I.1 : Composition des déchets utilisés dans les constructions **[4]**.

I.5 Gestion des déchets

I.5.1 Définition

La gestion des déchets est la collecte, le transport, le traitement, la réutilisation ou l'élimination des déchets, habituellement ceux produits par l'activité humaine, afin de réduire leurs effets sur la santé humaine, l'environnement, l'esthétique. L'accent sur la nature et l'environnement et sur leur valorisation.

La gestion des déchets concerne tous les types de déchets, qu'ils soient solides, liquides ou gazeux, chacun possédant sa filière spécifique. Les manières de gérer les déchets diffèrent selon que l'on trouve dans un pays développé ou en voie de développement, dans une ville ou dans une zone rurale, que l'on ait affaire à un particulier, un industriel ou un commerçant. La gestion des déchets non toxiques pour les particuliers ou les institutions dans les agglomérations est habituellement sous la responsabilité des autorités locales, alors que la gestion des déchets des commerçants et industriels est sous leur propre responsabilité.

I.5.2 Politique de la gestion des déchets

S'il n'est pas possible de supprimer la production de déchets, sous-produits ou résidus industriels ou urbains, il convient alors de définir les meilleures conditions de valorisation. C'est dans ce texte, que le monde s'est penché, il y a une cinquantaine d'années sur le problème de gestion des déchets. La quantité de déchets produite chaque année dans l'union européenne est estimée à 3 milliards de tonnes **[5]**. Les déchets doivent être gérés dans les conditions nécessaires pour en limiter les effets négatifs sur l'air, le sol, la flore, la faune,

éviter les incommodités par le bruit et les odeurs d'une façon générale, éviter de porter atteinte à l'environnement et à la santé de l'homme.

La gestion des déchets doit être effectuée prioritairement par la voie de valorisation ou, à défaut par la voie de l'élimination.

Dans ce contexte, la politique de gestion des déchets s'articule autour de trois axes fondamentaux :

- Réduire le flux des déchets à la source ;
  Accroître la récupération et la valorisation en procédant de différentes manières ;
  Le recyclage, qui consiste à refaire le même que le produit initial ;
- La réutilisation, qui consiste à fabriquer un autre produit que celui qui a donné naissance au déchet ;
  Le réemploi, qui consiste à prolonger la durée de vie d'un produit ;
  La régénération, qui consiste à redonner au déchet les qualités et propriétés du produit initial par un ou plusieurs procédés adaptés ;
- La valorisation énergétique, par incinération ;
  Eliminer et traiter proprement le déchet pour qu'il n'ait plus d'impact négatif sur l'environnement ;

Cette troisième étape est l'étape ultime et n'intervient que si toutes les autres possibilités ont été envisagées. Suivant les pays, les taux de recyclage et de valorisation atteints varient, en fonction des politiques qui sont menées auprès des citoyens et des industriels (figure I.2).

I.5.3 Principe de gestion des déchets

Il y a plusieurs principes de gestion des déchets dont l'usage varis selon les pays où les régions. La hiérarchie des stratégies (règles des trois R) :

I.5.4 Techniques de gestion des déchets

Traditionnellement, la gestion des déchets urbains, industriels et commerciaux consistait à les récupérer puis à les stocker. Une fois collectés, divers traitements peuvent être appliqués aux déchets. Le but de ces traitements peut être de réduire la dangerosité des déchets, de revaloriser les matériaux par le recyclage, de produire de l'énergie à partir des déchets, ou encore réduire leur volume, pour pouvoir en disposer plus facilement.

Les méthodes de récupération varient beaucoup entre les différents pays et régions et il serait impossible de les décrire tous. Beaucoup de régions, surtout dans les pays les moins développés, n'ont pas de systèmes structurés de récupération des déchets.

Dans les agglomérations canadiennes le tri sélectif est la méthode la plus répandue de récupération des déchets recyclables et des déchets organiques suivant un planning défini. Les méthodes de stockage varient aussi beaucoup.

I.6 Recyclage des déchets dans le monde

I.6.1 Généralités

Le recyclage est un procédé de traitement des déchets industriels et des déchets ménagers qui permet de réutiliser, dans le cycle de production d'un produit, des matériaux qui le composent. Le recyclage a deux conséquences écologiques majeures : la réduction du volume de déchets et la préservation des ressources naturelles. C'est une des activités économiques de la société de consommation. Certains procédés sont simples et bons marché mais, à l'inverse, d'autres sont complexes, coûteux et peu rentables. Dans ce domaine, les objectifs de l'écologie et ceux des consommateurs se rejoignent mais parfois divergent ; c'est alors le législateur qui intervient. Ainsi, en particulier depuis les années 1970, le recyclage est une activité importante de l'économie et des conditions de vie des pays développés.

Le recyclage s'inscrit dans la stratégie de traitement des déchets dite des quatre R :

- Réduire, qui regroupe tout ce qui concerne la réduction de la production de déchets,
- Réparer, qui signifie tous les procédés de préparation d'un objet usé à un nouvel usage ;
- Réutiliser, qui regroupe les procédés permettant de donner à un produit usagé un nouvel usage ;
- Recycler, qui désigne le procédé de traitement des déchets par recyclage ;

Le recyclage apporte une contribution importante à la baisse des quantités de déchets à éliminer par enfouissement et par incinération, mais il n'est pas suffisant pour contrer l'augmentation de la production des déchets ou y suffit à peine. Ainsi, dans le cas du Québec, l'importance hausse du taux de recyclage, passant de 18% à 42% entre 1988 et 2002, est allée de pair avec une augmentation de la quantité de déchets à éliminer par habitant, passant de 640 à 870 kg/an/personne du fait d'une augmentation de 50% de la production par habitant durant cette même période. En France, le volume de déchets a doublé entre 1980 et 2005, pour atteindre 360 kg/an/personne.

Pour lutter contre l'augmentation des déchets, le recyclage est donc nécessaire, mais il doit être inclus une démarche plus large.

I.6.2 Législation européenne relative aux déchets

En 2007, la production, le stockage, le traitement et le recyclage des déchets sont désormais encadrés en Europe par une législation de plus en plus élaborée. L'incinération des déchets dangereux est l'objet de la directive n°2000/76/CE du Parlement européen et du conseil du 4 décembre 2000. Le stockage de déchets industriels spéciaux est défini par la directive n°1999/31/CE du 26 avril 1999 concernant la mise en décharge des déchets et la décision de la commission n° 2000/532/CE du 3 mai 2000 et la décision 94/904/CE du conseil établissant une liste de déchets dangereux. L'élimination des déchets industriels spéciaux est fixée par d'autres textes. La qualité de l'air est protégée par le règlement du Parlement européen et du conseil CE 2037/2000 du 29 juin 2000 sur les substances qui appauvrissent la couche d'ozone, et par la décision du conseil du 25 avril 2002 qui est l'approbation, au nom de la communauté européenne, du protocole de Kyoto à la convention cadre des nations unies sur les changements climatiques et l'exécution conjointe des engagements qui en découlent **[3]**.

I.7 Recyclage des déchets en Algérie

I.7.1 Introduction

Les conclusions et recommandations de l'étude de BET allemand Kittelberger remise fin 1996, qui a porté sur une aire de 53 communes, pratiquement celles constituants l'actuelle wilaya d'Alger (à l'exclusion des communes de Ouled Chebel, tessala el Merdja et Sidi Moussa), ont abouti à la proposition de quatre stratégies [6].

La quantification des déchets a donnée les résultats suivants :

- Déchets de voirie : 40.000 t/an ;
- Déchets de marchés : 80.000 t/an ;
- Déchets de ménagers : 657.000 t/an ;
- Déchets de commerces : 80.000 t/an ;
- Déchets des administrations : 90.000 t/an ;

Les estimations des quantités de déchets au niveau de la wilaya d'Alger ont été présentées comme suit :

Tableau I.1 : Estimation de la quantité totale des déchets urbains.

Année	1994	1995	2000	2005
Quantité (t/j)	1.959,8	2.025,7	2.287,6	2.531,2

Au niveau national, la production des déchets spéciaux se présente comme suit :

- Production de déchets spéciaux : 325.100 t/an ;
- Déchets industriels spéciaux stockés (en 2001) : 2.000.000 tonnes ;

I.7.2 Gestion des déchets en Algérie: Législation et outils

D'après le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (MATE), la gestion des déchets en Algérie est gérée par 3 programmes : PNAGDES, PROGDEM et AND.

I.7.2.1 Le PNAGDES

C'est un outil de gestion, de planification et d'aide à la décision qui, partant de l'état actuel de la situation en matière de gestion des déchets spéciaux dégage des solutions diverses et adaptées pour le traitement de ce type de déchets. Le Plan National de Gestion des Déchets Spéciaux prévu par la loi n° 01-19 du 12 décembre 2001, comporte les éléments suivants :

- L'inventaire des quantités de déchets spéciaux, particulièrement ceux présentant un caractère dangereux, produites, annuellement sur le territoire national ;
- Le volume global des déchets en stock provisoire et en stock définitif, en les classifiant par catégorie de déchets ;
- Le choix des options concernant les modes de traitement pour les différentes catégories de déchets ;
- L'emplacement des sites et des installations de traitement existants ;
- Les besoins en capacité de traitement des déchets, en tenant compte des capacités installées, des priorités retenues pour la création de nouvelles installations ainsi que les moyens économiques et financiers nécessaires à leur mise en œuvre.

Le PNAGDES est établi pour une période de dix années, il est révisé chaque fois que les circonstances l'exigent, sur proposition du Ministre chargé de l'environnement ou à la demande de la majorité des membres de la commission chargée de son élaboration.

I.7.2.2 Le PROGDEM

Le Programme National de Gestion des Déchets Solides Municipaux (PROGDEM), initié par le ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement, est une démarche intégrée et graduelle de la gestion de ce type de déchets et s'inscrit en droite ligne dans la mise en œuvre de la politique environnementale urbaine. Le PROGDEM vise à éradiquer les pratiques de décharges sauvages, à organiser la collecte, le transport et l'élimination des déchets solides municipaux dans des conditions garantissant la protection de l'environnement et la préservation de l'hygiène du milieu par notamment la réalisation, l'aménagement et l'équipement de Centres d'Enfouissement Technique (CET) dans l'ensemble des wilayas. Les objectifs du PROGDEM sont :

- La préservation de l'hygiène publique et la propreté des agglomérations ;
- L'amélioration du cadre de vie du citoyen et la protection de sa santé ;
- L'élimination saine et écologiquement rationnelle des déchets et la valorisation des déchets recyclables ;
- La création d'emplois verts ;

Au niveau local, la gestion et le contrôle des déchets solides incombent aux communes. Au niveau de la willaya, la direction de l'environnement est l'organe responsable du contrôle et de l'application des lois et règlements relatifs à la protection de l'environnement. La direction de l'environnement met en œuvre le plan d'action du MATE et délivre les visas en accord avec la législation. Le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Locales (MICL) assure l'appui financier et logistique des collectivités locales **[7]**.

I.7.2.3 Agence Nationale des Déchets (AND)

Créee par décret exécutif N° 02-175 du 20 mai 2002 l'Agence Nationale des Déchets est un établissement public à caractère industriel et commercial, ses missions sont multiples, elle a pour rôle de **[7]** :

- Contribuer à l'élaboration de plans nationaux, régionaux et locaux de gestion des déchets ménagers ;
- Promouvoir les activités de tri, de collecte, de transport, de traitement, de valorisation et d'élimination des déchets entreprendre des opérations pilotes dans le domaine du tri, de la collecte sélective et de la valorisation des déchets ;
- Fournir l'assistance aux collectivités locales dans le domaine de la gestion des déchets, entreprendre des études et réaliser des expériences pilotes destinées à réduire à la source la production des déchets ;
- Traiter les données et informations sur les déchets, constituer et actualiser une banque nationale de données sur les déchets initier et contribuer à la mise en œuvre de programmes de sensibilisations et d'informations ;

I.7.3 Les dégradations des routes

Le programme annuel d'entretien routier qui porte sur un linéaire d'au moins 1.000 km de routes nationales pour lequel une enveloppe de 12 milliards de DA a été alloué au titre de l'année 2012. C'est surtout le réseau de routes nationales, traversant les wilayas les plus touchées par la récente vague d'intempéries, qui est concerné par ce nouveau programme dont les premiers chantiers seront lancés au début de l'été prochain.

Outre, le traitement des chaussées dégradées notamment après les récentes chutes de neige, les projets prévus pour cette année porteront sur l'élimination des points noirs.

Nous espérons pouvoir entamer les premières grandes actions au début de l'été après l'évaluation des besoins des wilayas en terme de projets et d'actions d'entretien, l'élaboration des cahiers des charges et le lancement des appels d'offres", a encore indiqué le même responsable.

Durant les trois premières semaines de février, une vague de froid accompagnée de fortes chutes de neige avait affecté une trentaine de wilayas du centre et de l'est du pays, provoquant notamment la fermeture de nombreux axes routiers et des affaissements de chaussées, rendant ces axes impraticables sur plusieurs sections.

Le réseau routier et particulièrement dans les régions montagneuses, a connu des éboulements et des effritements de la chaussée dans plusieurs points, ce qui nécessite des travaux d'entretien à travers des campagnes de revêtement.

Tout en soulignant l'importance de ce programme d'entretien des routes nationales et de chemins communaux, cependant, qu'un programme complémentaire pourrait intervenir afin de mieux faire face aux conséquences des récentes intempéries sur les infrastructures routières. La direction de l'entretien routier, dont les missions principales sont axées sur l'entretien périodique et courant des routes et ouvrages d'art, se penche actuellement sur l'évaluation des dégâts occasionnés par la vague d'intempéries aux infrastructures routières dans les wilayas concernées avant de déterminer leurs besoins en matière d'actions de réhabilitation de routes.

A l'horizon 2014, il est prévu notamment la réhabilitation de plus de 2.800 km de routes, l'entretien de 1.000 ouvrages d'art entre ponts, tunnels et viaducs ainsi que le renforcement de 3.000 km de routes **[8]**.

I.7.4 Les déchets de construction

Selon les estimations effectuées par une étude du CNERIB, la zone du projet PAC produirait entre 3000 à 500.000 t/an de déchets inertes (dont près de 12% d'acier et 40% de béton), déversés dans des dépotoirs sauvages et des zones de gravats couvrant des dizaines d'hectares de terres agricoles. Le séisme de mai 2003 aurait engendré plus 2.5 millions de tonnes de déchets inertes. Mis à part le remblayage, la valorisation de déchets de construction est quasi inexistante (concassage de pierres, béton et bitume, recyclage des métaux, bois…etc.).

I.7.5 La problématique des déchets

I.7.5.1 Résultats des travaux du Centre de Recherche Intégrée du Bâtiment CNERIB

En complément à une enquête nationale menée à travers le questionnaire, une enquête de proximité a été menée, toujours dans le cadre de cette étude, au niveau des communes de Chéraga, Douéra, Beni Messous et Souidania de la wilaya d'Alger. Il a été constaté qu'au niveau de ces communes, les déchets de construction et de démolition ne semblent pas être la préoccupation majeure des autorités locales, tout en reconnaissant l'enjeu que représentant ces déchets et la nécessité urgente d'agir pour leur prise en charge sur tous les plans : réglementation, gestion et valorisation.

I.7.5.2 Localisation des déchets

Dans le but d'établir une carte de localisation des déchets de construction dans une partie de l'ouest Algérois, il a été constaté que les déchets sont rejetés aux abords de routes et le plus souvent à la sortie des agglomérations. Alors que les déchets émanant du secteur public sont généralement déversés dans les zones de gravats autorisées, les particuliers et les entreprises privées rejettent leurs déchets de démolitions ou de réhabilitation de manière anarchique.

I.7.5.3 Décharges des déchets de construction dans la wilaya d'Alger

Il existe, dans la région d'Alger, deux décharges pour déchets de construction qui sont en exploitation depuis 2 ans. L'une est située à l'ouest, la décharge pour gravats de Staoueli, et l'autre à l'Est d'Alger, au Hamiz.

Ces sites transformés en décharges de gravats sont d'anciennes carrières désaffectées. Vu leur emplacement géographique, ces décharges sont censées recevoir tous les déchets de construction de la wilaya **[7]**.

Leur exploitation a été confiée à l'établissement public ASROUT (assainissement et routes), établissement public sous la tutelle de wilaya d'Alger :

- La quantité de déchets mise dans ces décharges, depuis leur mise en service, représente environ, pour chaque décharge, 10% de leur capacité totale ;
- De nombreux opérateurs préfèrent économiser le cout du transport en se débarrassant de leurs déchets le plus près possible de leur production, au risque de payer une hypothétique amende, sans souci de l'environnement ;
- Les déchets réceptionnés ne sont pas triés à la source et ne le seront pas au niveau des décharges, qui servent de lieu stockage de déchets de construction ;
- Des projets d'installation de traitement par concassage de ces déchets sont à l'étude ;

L'entreprise exploitante des deux décharges est actuellement à la recherche de solutions techno-économiques lui permettent de valoriser ces déchets et d'augmenter ainsi la durée d'exploitation des décharges par préservation de l'espace.

Tableau I.2 : Les pourcentages des déchets de construction **[7]**.

Type des déchets	% en poids
Béton armé ou non	2.70
Débris maçonnerie : parpaing-brique	20.00
Terre d'extraction+gravats	7.50
Pierre naturelle	29.50
Bois	17.30
Métal	8.00
Bitume, asphalte	7.30
Plâtre	0.50
Céramiques, tuiles	3.00
Plastiques	3.60
Papier	0.60

I.8 Granulats Recyclés

I.8.1 Exploitation des granulats recyclés

Les matériaux recyclés sont utilisés de plus en plus dans la conception des routes et d'autres ouvrages et ce pour des raisons environnementales et économiques.

I.8.1.1 Environnementales : parce que les granulats conventionnels s'épuisent, que les piles de réserves de matériaux recyclés ne cessent d'augmenter dans les municipalités et que les dépotoirs de matériaux secs se font de plus en plus rares.

I.8.1.2 Économiques : parce que en utilisant des matériaux recyclés, les villes pourraient économiser sur les frais de transport des matériaux pour les nouvelles constructions. En les employant directement sur le terrain où en s'approvisionnant auprès des usines de concassage, les entrepreneurs feraient aussi des économies et les piles de réserve diminueraient. Pour ces deux raisons, il est important de trouver des utilisations pour ces matériaux.

Prônant l'exemple d'un pays grand consommateur de granulats comme La France. Selon l'UNPG (Union Nationale des Producteurs de Granulats) l'utilisation totale de granulats a atteint 413 millions de tonnes en 2000 (soit 7 tonnes par habitant et par an) dont 328 Mt pour les génies civils et 85 Mt pour le bâtiment. Ces matériaux naturels sont utilisés essentiellement pour les travaux routiers (283 M/t) ou les bétons hydrauliques (130 M/t). D'une valeur moyenne de 7 euros la tonne (prix qui double au-delà d'un trajet de 3o km), les 113 carrières franciliennes n'ont produit que 6o % de granulats consommés en 2000.

Le recyclage des matériaux inertes du BTP est aujourd'hui considéré comme une solution d'avenir afin de répondre au déficit entre production et consommation et de mieux protéger l'environnement.

I.8.2 Sources des granulats recyclés

Actuellement, deux types de déchets sont concernés par le recyclage: ceux de la construction, de la réhabilitation et de la démolition des bâtiments et ceux de la route ;

I.8.2.1 Les granulats provenant de la construction, de la réhabilitation et de la démolition des bâtiments

Les granulats provenant de la construction, de la réhabilitation et de la démolition des bâtiments sont essentiellement composés de bétons de ciment recyclés et d'impuretés comme du bois, de la brique, du verre, de l'acier d'armature, des enrobés et bien d'autres.

Le degré de qualité du granulat dépend de bien des facteurs. Parmi ces facteurs, on retrouve l'âge du béton recyclé, sa composition originale en granulat (par exemple. Un béton de composition granitique), sa formulation de départ (béton avec ou sans air entraîné. rapport

E/C, etc.), la méthode de concassage (en usine ou sur place) et le mode de triage des impuretés.

Actuellement, deux types de déchets sont concernés par le recyclage: ceux de la construction, de la réhabilitation et de la démolition des bâtiments et ceux de la route ; une étude menée par Marquis et all. **[9]** montre bien que les techniques de production ont impact sur la qualité de ce type de matériau. Dans cet article, les auteurs présentent un survol des méthodes de triage (manuel ou mécanique), les types de concasseur à utiliser pour la production de granulats recyclés. Avec de bonnes méthodes de concassage en usine ou sur place, ils obtiennent un granulat de grosseur voulue en minimisant sa quantité de fines. La granulométrie d'un tel produit se rapproche souvent d'un 0-20 mm. Notons que ces techniques de production sont sensiblement les mêmes que celles utilisées pour les granulats conventionnels.

Suite à l'intérêt suscité par ce sujet, une autre étude a été effectuée par Pellerin **[9]** sur des échantillons de béton de ciment recyclé. Cette étude, faite à l'Université Laval démontre que les granulats provenant d'une source de béton recyclé présentaient de mauvaises performances mécaniques. D'après l'article, les essais à la fragmentation Los Angeles et Micro-Deval donnent des pertes plus élevées dans le cas des granulats recyclés en comparaison avec un granulat calcaire. Toutefois, selon les normes, ces granulats réussissent à se classer assez bien, et seraient donc aptes à être utilisés dans les fondations, les sous-fondations, les couches de roulement granulaire et accotements et aussi dans les mélanges à béton, mais ils ne pourraient pas être utilisés dans la fabrication de pavages en béton de ciment.

Finalement, si on compare les granulats naturels et les granulats recyclés, on peut conclure que les granulats de béton recyclé sont: moins denses; moins propres; plus exigeants en eau (plus absorbants); Plus poreux; et Hétérogènes.

I.8.2.2 Les granulats recyclés provenant des structures routières

Certaines routes sont vieilles de plus de 25 ans et nécessitent un certain niveau de réhabilitation. De grandes quantités de matériaux sont alors générées et empilées dans les dépotoirs de matériaux secs. II faut remédier le plus rapidement possible à ce problème qui ne cesse de s'amplifier. Utiliser ces matériaux dans la reconstruction de routes par l'intermédiaire du retraitement en place des chaussées et par le recyclage dans un nouvel enrobé pourrait être une solution à ce problème.

Les granulats asphaltiques sont le produit du recyclage des routes. On les obtient par décohésionnement de la chaussée ou par concassage en usine.

Les granulats obtenus par l'une des deux premières méthodes donnent des granulats dont la granulométrie se rapproche d'un 0/20 mm ou d'un 0/40 mm standard.

En usine, ces granulats sont souvent concassés pour produire du 0/14 mm, et ce dans le but de les réutiliser dans les enrobés bitumineux.

D'après de nouveaux résultats tirés de Pellerin **[9]**, les granulats recyclés provenant des structures routières sont moins denses et moins absorbants que les granulats conventionnels. Ce phénomène s'explique bien par la présence du bitume, un hydrocarbure léger et hydrofuge. Par contre, les granulats naturels possèdent de meilleures performances mécaniques (Los Angeles et Micro-Deval) que ceux provenant de béton recyclé. En conclusion ces granulats recyclés sont peu adaptés, mais d'après ce même auteur ils résistent bien aux cycles de gel/dégel.

1.8.3 Matériaux bitumineux recyclés

1.8.3.1 Origine

Les agrégats d'enrobés sont des mélanges de granulats, de liant bitumineux et quelquefois d'additifs, voire de déchets. Lorsque la traçabilité des anciens chantiers permet de situer les zones dites « à risques » contenant des composants répertoriés dangereux, il est fortement conseillé de procéder à une déconstruction sélective et à un tri préalable destinés à orienter les agrégats vers les destinations adaptées. Ceci correspond par ailleurs aux orientations rappelées dans la circulaire interministérielle du 15 février 2000 **[10].**

Les agrégats d'enrobés proviennent essentiellement de trois origines :



Figure I.2 : Stockage de fraisât de provenance unique avant conditionnement.

Les matériaux de provenance unique sont typiquement issus de grands chantiers, susceptibles de fournir plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de tonnes. Ces fraisât, obtenus par un fraisage respectant des consignes de travail définies à l'aide d'une planche de référence, présente une homogénéité convenable et leur composition d'origine est souvent connue. Ils constituent, selon la norme XF P 98-135, des agrégats d'enrobés de classe (a) et sont recyclables en l'état (figure I.2).

Les matériaux de provenances diverses stockés de façon individualisée sont issus de chantiers de moyenne importance, et stockés en fonction de la provenance de l'enrobé. Obtenus essentiellement sous la forme de fraisât, ces agrégats d'enrobés de classe (b) nécessitent généralement un conditionnement destiné à les homogénéiser avant réutilisation. Envisagé dans le contexte de la norme 98-135 dans l'hypothèse d'un tri préalable, ce cas n'est actuellement pas représenté sur le territoire national.

Les autres matériaux de provenances diverses regroupent les enrobés issus de la déconstruction de chaussées (fraisât et croûtes), les fonds de camion et les surplus de centrale d'enrobage. Ces agrégats d'enrobés, de classe (c), sont souvent hétérogènes et subissent un conditionnement pour réduire leur dimension maximale et les homogénéiser (figure I.1).

1.8.3.2 Elaboration

Dans le cas d'une mise en stock de mélanges bitumineux de provenances diverses, l'élaboration d'agrégats d'enrobés conformes à la réutilisation comprend les phases de stockage des mélanges, de reprise des mélanges sur stocks, de conditionnement et de stockage des agrégats prêts à être réutilisés. Il existe donc deux types de stockage, avant et après conditionnement **[11].**

1.8.3.3 Stockage

Le stockage (avant et après conditionnement) dont il est question ici est la mise en stock temporaire d'un produit destiné à être réutilisé, et non la mise en décharge.

Deux types de considérations sont à prendre en compte pour le stockage des agrégats :

a. Considérations environnementales

- Selon la nouvelle classification des déchets, les agrégats sans goudron sont des déchets non dangereux (classification 17 03 02) **[12]**.
- Selon le guide technique relatif aux installations de stockage de déchets inertes les agrégats d'enrobés bitumineux, sans goudron, sont considérés comme admissibles dans la catégorie des déchets inertes **[13]**.

b. Considérations pratiques

La mise en conformité d'agrégats de provenances diverses comprend trois parties : les stockages successifs des différents enrobés à recycler, la reprise dans le stock ainsi constitué et le conditionnement de ces agrégats repris. Ces trois opérations sont menées dans l'optique de favoriser l'homogénéité des agrégats d'enrobés.

A cet effet, un stockage par couches horizontales des différents approvisionnements, suivi d'une reprise par tranches verticales, permet de prélever avant conditionnement une quantité d'agrégats la plus représentative possible du stock total.

Après conditionnement par concassage, criblage ou fraisage avant réutilisation immédiate, les agrégats d'enrobés ne doivent pas être stockés sur une hauteur importante (supérieure à 3m), et la durée de stockage doit être limitée (inférieure à une semaine en période d'été), afin d'éviter la prise en bloc du matériau **[13]**.

c. Conditionnement

Le conditionnement des agrégats est fonction de la réutilisation envisagée, avec des contraintes en matière d'études préalables imposées par la technique de réutilisation **[12].**

d. Pour le recyclage en centrale à chaud

Le conditionnement des agrégats d'enrobés est généralement nécessaire pour les agrégats de classe b et impératif pour les agrégats de classe c. Il consiste à réduire la taille maximale des matériaux et à pratiquer une homogénéisation des agrégats.

Ce conditionnement, réalisé par concassage - criblage, conduit à constituer des stocks temporaires d'agrégats dont la granularité dépend du type de formulation envisagée (béton bitumineux ou grave bitume).

Selon les disponibilités en matière de surface de stockage individualisé, on trouve des stocks de type 0/6, 0/10, 0/12,5 mm destiné à être utilisé dans une formulation bien spécifique (béton bitumineux) ou un stock général destiné à la fabrication de grave bitume.

Les étapes successives d'un conditionnement sous la forme d'agrégats 0/10mm sont représentées sur les figures (I.3) et (I.4). Dans tous les cas, il reste des refus au criblage réalisé, qui sont destinés aux techniques autres que celle du recyclage à chaud en centrale (figure I.3) **[13]**.



Figure I.3 : Stock d'agrégats avant conditionnement et reprise par pelle mécanique avant concassage.



Figure I.4 : Stock d'agrégats 0 / (10-12,5) mm après concassage – criblage.

e. Pour le retraitement à froid en centrale

Les agrégats de classe b et c font l'objet d'un passage préalable dans une installation de concassage - criblage qui permet d'obtenir la granularité adaptée à l'utilisation ultérieure : 0/20, 0/31,5mm…**[14]**.

f. Pour le retraitement en place à froid ou le recyclage en place à chaud

Lorsqu'il s'agit d'une réutilisation en place, le conditionnement est effectué par fragmentation lors de l'opération de reprise des agrégats d'enrobés.

Les documents de référence sont le guide technique de retraitement à froid des anciennes chaussées et le document CFTR à paraître sur le retraitement des chaussées et le recyclage des matériaux bitumineux de chaussée **[15]**.

g. Pour la réutilisation en remblais et couches de forme

La réutilisation en terrassements est subordonnée au classement des agrégats d'enrobés, par la taille maximale de ces agrégats et par la connaissance de leurs caractéristiques géotechniques. Les documents de référence sont la norme NF P 11-300 et le guide technique de réalisation des remblais et couches de forme (GTR) **[15]**.

- La figure (I.4) synthétise les différentes techniques proposées en matière de réutilisation des agrégats d'enrobés **[16]**.

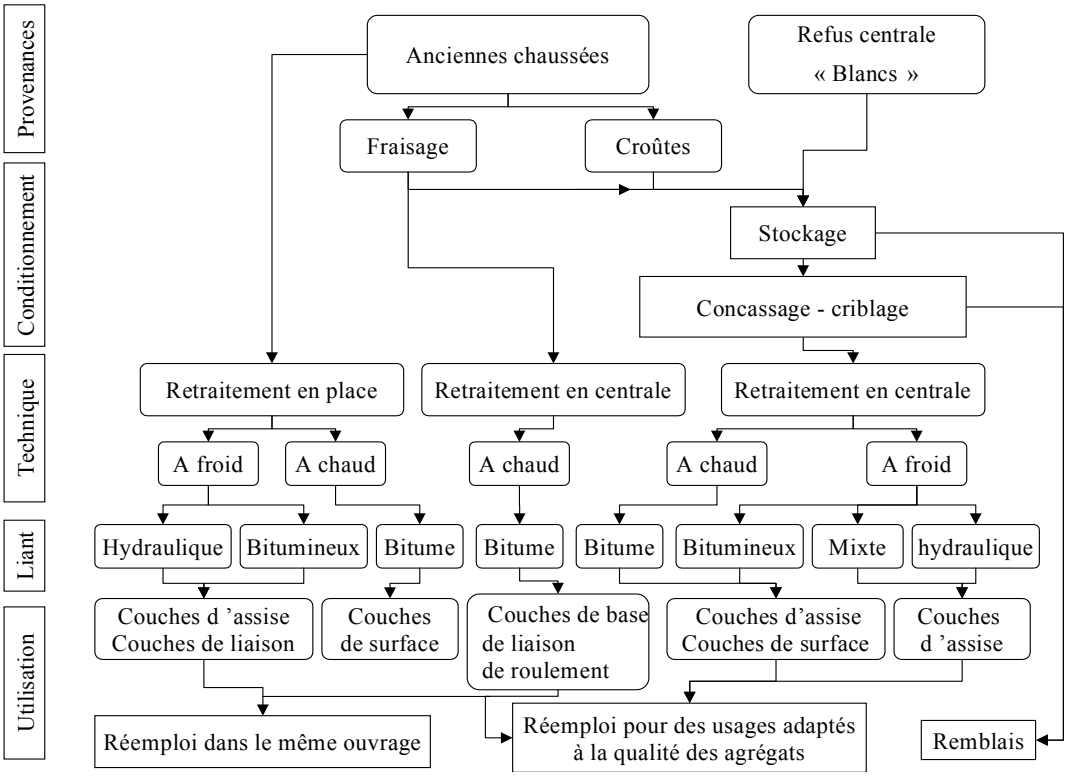


Figure I.5 : Réutilisation des agrégats d'enrobés **[16]**.

1.8.4 Terminologie et identification des déchets

Les déchets sont définis comme la fraction pierreuse et sableuse des déchets provenant de la construction, de la rénovation ou de la démolition de bâtiments et d'ouvrages d'art ou de routes ou d'autres installations. On distingue **[17]** :

1.8.4.1 Débris de béton

Proviennent de la démolition de bâtiments ou d'infrastructures de génie civil :

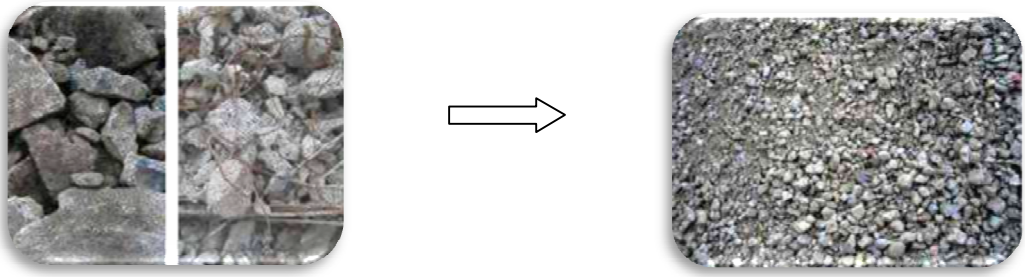


Figure I.6 : Représentation de déchet de béton avant et aprés concassage.

1.8.4.2 Débris de maçonnerie

Proviennent de la construction, de la rénovation et de la démolition des bâtiments ;

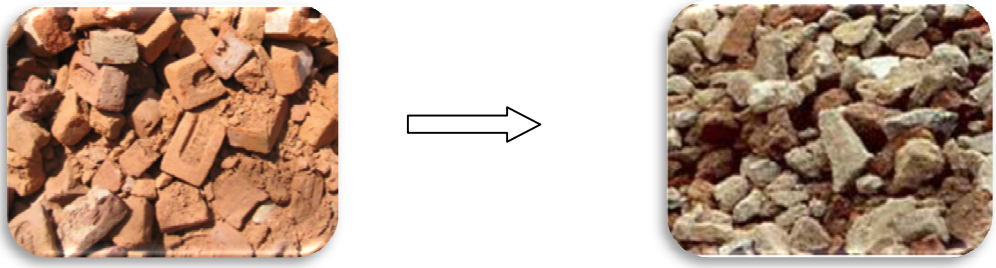


Figure I.7: Représentation de déchet de maçonnerie avant et aprés concassage.

1.8.4.3 Débris mixtes de béton et de maçonnerie

Proviennent de la construction / rénovation démolition de bâtiments (briques/blocs/tuiles…) ;

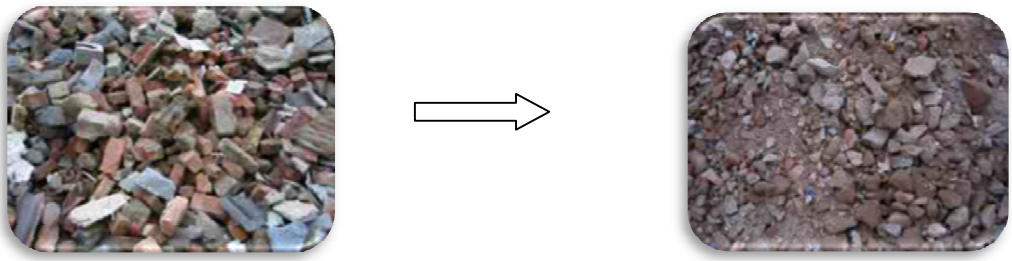


Figure I.8 : Représentation de déchet de béton et de maçonnerie avant et aprés concassage.

1.8.4.4 Débris d'enrobés hydrocarbonés (bitumineux ou contenant des goudrons)

Proviennent de la démolition d'infrastructures de génie civil (routes…), de la démolition de parkings ;

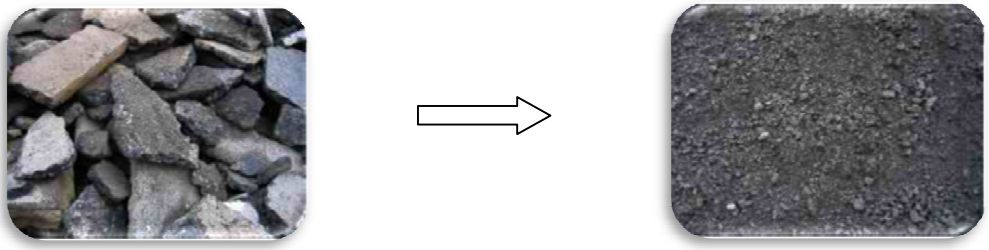


Figure I.9 : Représentation de déchet d'enrobés hydrocarbonés avant et aprés concassage.

Les déchets de construction et de démolition se composent pour près de 95% de ces débris. La majeure partie peut être d'autant mieux valorisée qu'elle contient peu d'impuretés et ne doit donc pas être mise en décharge. Les 'débris' deviennent 'granulats recyclés' après tri et concassage.

I.8.5 Utilisation des granulats issus de recyclage

La figure I.12 ci-après présente, les différentes sources de granulats et leur utilisation sur le marché **[17]**.

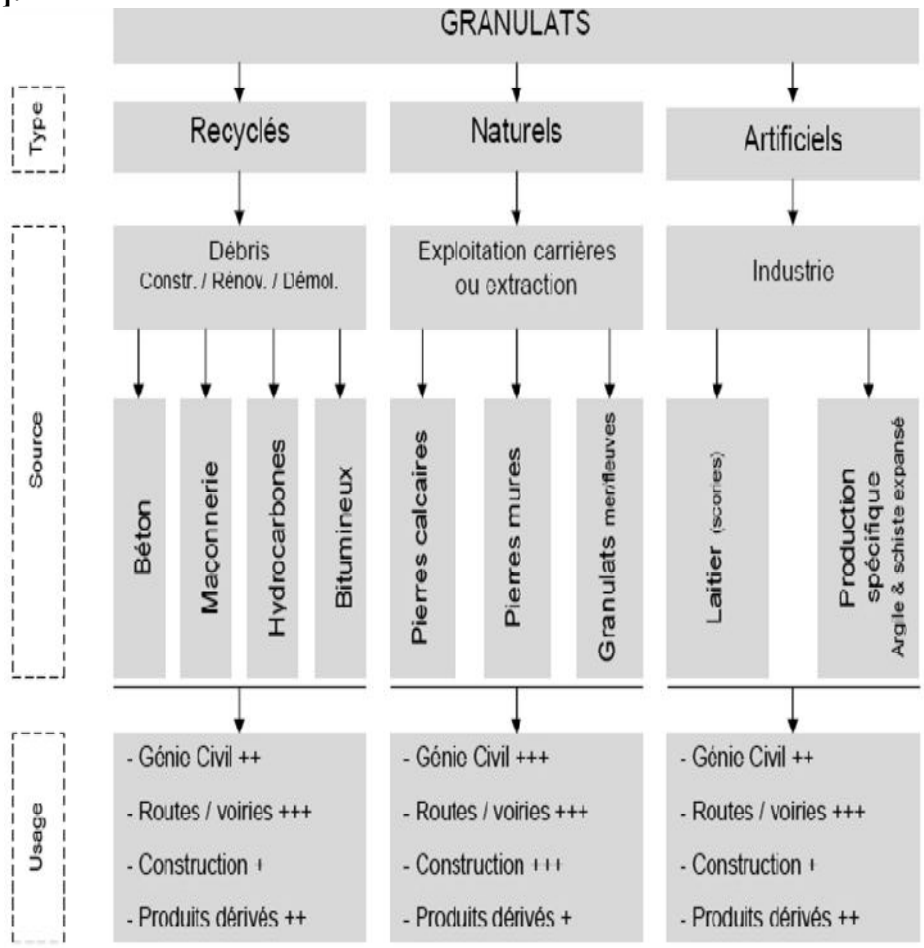


Figure I.10 : Synthèse des origines et définition des usages **[17]**.

1.8.6 Matériaux de recyclage autorisé

Parmi les matériaux recyclés autorisés pour la construction sont:

1.8.6.1 Remblais

- Sables de criblage de débris ;
- Sables de concassage de débris ;
- Concassés de débris de béton ;
- Concassés de débris de maçonnerie ;
- Concassés mixtes (débris de béton et maçonnerie) ;
- Concassés de débris d'enrobés Hydrocarbonés ;

1.8.6.2 Sous-fondation

- Sables de concassage de débris ;
- Concassés de débris de béton ;
- Concassés mixtes (débris de béton et maçonnerie) ;
- Concassés de débris d'enrobés Hydrocarbonés.

1.8.6.3 Fondation et empierrement

- Sables de concassage de débris ;
- Concassés de débris de béton (ρ>1950 kg/m³).

1.8.6.4 Fondation en empierrement stabilisé au ciment

- Sables de concassage de débris ;
- Concassés de débris de béton ;
- Concassés de débris d'enrobés Hydrocarbonés.

1.8.6.5 Bétons maigres

- Sables de concassage de débris ;
- Concassés de débris de béton ;
- Concassés mixtes (débris de béton et Maçonnerie).

1.8.6.6 Revêtements de chaussées en enrobés bitumineux

- Sables de concassage de débris ;
- Concassés de débris d'enrobés Bitumineux.

1.8.6.7 Pavages

- Sablage de concassage de débris.

I.8.7 Utilisation des granulats recyclés dans le béton

I.8.7.1 Influence des granulats recyclés dans la fabrication des bétons

Les bétons de ciment recyclés sont peu utilisés dans les bétons de ciment hydraulique. Ce type de granulat est pourtant un produit de démolition très répandu. De plus, les nouveaux bétons comportant ces matériaux recyclés sont encore peu étudiés. Pour faire un béton avec de bonnes résistances mécaniques et une bonne durabilité, il est essentiel de respecter quelques règles de fabrication comme d'utiliser un bon granulat, une quantité d'air suffisante pour résister aux cycles de gel/dégèle et un rapport E/C adéquat.

En Europe les granulats recyclés issus d'ouvrages en béton sont valorisés dans les travaux routiers mais peu dans la fabrication de bétons. Des guides de recommandation ont pourtant été établis, au Danemark depuis 1990, en France depuis 1997 avec la norme française qui s'applique indistinctement aux granulats naturels, artificiels et recyclés. Cette norme définit les termes relatifs aux granulats, les règles générales permettant leur contrôle et les spécifications de ces granulats pour les principaux usages (chaussées, bétons hydrauliques, voies ferrées).

En France, face à la décroissance régulière des granulats alluvionnaires dans l'industrie du béton (49 % en 1988, 40 % dix ans plus tard) les professionnels, malgré leur préférence pour ces granulats, se tournent de plus en plus vers des matériaux concassés. L'utilisation de matériaux de démolition pourrait donc représenter un complément intéressant de ressource en substitution partielle ou totale aux granulats naturels.

C'est pourquoi des études ont été réalisées depuis plusieurs années afin de caractériser des bétons élaborés avec des granulats de recyclage.

Les travaux ont montré que ces bétons sont poreux avec des valeurs de perméabilité deux fois plus élevées que celles des bétons de granulats naturels tandis que leurs propriétés physiques et mécaniques décroissent à mesure que le taux de remplacement des granulats naturels par des granulats de recyclage augmente.

Une étude en 2002 (Gomez-Soberon) **[18]** va dans le même sens : la porosité à l'eau et l'absorption croissent proportionnellement à la teneur en granulats recyclés, tandis que la résistance en compression diminue nettement dès que le taux de remplacement dépasse 30 %.

Comme vu précédemment, l'utilisation de bons granulats est essentielle dans la confection d'un bon béton. Ce sont eux qui vont régir une bonne partie de la résistance mécanique.

Une étude effectuée par Quebaud **[19]** à l'université d'Artois, démontre que les mélanges fabriqués avec ce type de granulat aboutissent à des bétons plus exigeants en eau et un peu moins résistants mécaniquement que les bétons classiques.

Un béton se doit de posséder de bonnes résistances mécaniques, une qualité importante pour les bétons. D'après une étude menée par Bérubé et all. **[9]**, les bétons fabriqués avec des granulats de béton recyclé obtiennent de bonnes résistances mécaniques. Ces nouveaux bétons peuvent atteindre des résistances aux compressions équivalentes à celles d'un béton normal, soit des résultats de 30 à 40 MPa. Bien sûr, plus la quantité d'air entraîné et le rapport E/C augmentent dans un mélange, plus la résistance mécanique va baisser.

L'autre facteur pouvant influencer la performance d'un béton est sa quantité d'air entraîné dans le mélange. Cette quantité est très importante au niveau de la durabilité du béton face au gel. Il faut donc en entraîner suffisamment dans le mélange, soit de 5 à 8 % selon son utilisation. D'après Bérubé et all. **[9]**, il est plus difficile d'entraîner de l'air dans un mélange comportant des granulats de béton recyclé.

Il faudra alors utiliser des mesures pour remédier à ce problème. Les prismes de béton conçus avec du béton recyclé et sans air entraîné réagissent assez mal aux cycles de gel/dégel. Les prismes ont tendance à prendre de l'expansion et à se fissurer facilement. Notons que l'utilisation dans le mélange d'un béton recyclé avec air entraîné mène à de meilleurs résultats. Ces prismes ainsi construits se fissurent moins et prennent beaucoup moins d'expansion.

Pour conclure, d'après Quebaud **[19]**, les bétons conçus avec des granulats de béton de ciment recyclé présentent des caractéristiques bien particulières si on les compare aux bétons classiques. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

- Des résistances à la compression et à la traction inférieures d'environ 10 à 30 % ;
- Des modules élastiques inférieurs d'environ 15 à 40 % ;
- Une moins bonne adhérence entre la pâte de ciment et le granulat ;
- Des retraits plus élevés de l'ordre de 50 à 100 % ;

I.8.7.2 Influence des granulats asphaltique dans les bétons

Quebaud **[19]** a remarqué que la présence de bitume dans la constitution des granulats réduisait considérablement les résistances mécaniques du béton. Par exemple, une addition de 2 % de bitume dans le volume total des granulats impliquait une réduction de 15 % de la résistance à la compression du béton. D'après ce même auteur, les mélanges confectionnés à l'aide de ces matériaux démontreraient les caractéristiques suivantes :

- Une baisse de la résistance à la compression ;
- Une baisse de la résistance à la flexion ;
- Une baisse du module élastique ;
- Une augmentation du retrait de séchage à un BCR conventionnel) ;
- Une bonne liaison pâte/granulat ;

Finalement, malgré la faible résistance à la compression des bétons, la résistance à la flexion demeure très acceptable pour une utilisation routière.

CHAPITRE II

Le béton compacté au rouleau

II.1 Introduction

Le béton compacté au rouleau (BCR) est régulièrement utilisé pour la construction de barrages, de chaussées routières et d'aires d'entreposage. La rapidité de mise en place, les faibles teneurs en ciment et l'utilisation d'ajouts minéraux. En fait un matériau économiquement très intéressant pour l'industrie de la construction. Le BCR procède cependant une structure interne particulière de par sa forte proportion de granulats et de sa consistance très sèche.

II.2 Description d'un BCR

Le BCR est avant tout un béton destiné à constituer de gros massifs et mis en place à l'aide des engins de travaux publics généralement utilisés pour réaliser des remblais (barrages, fondation,…etc.) **[20]**.

Les BCR se distinguent des bétons ordinaires par leur affaissement nul, leur proportion importante de granulats, leur faible quantité de pâte de ciment et sa consistance très sèche. On remarque souvent la présence de nombreux vides de compactage causés par une densification incomplète du matériau ou encore un volume insuffisant de pâte de ciment autour des granulats.

Afin de faciliter l'enrobage des granulats par la faible quantité de pâte de ciment disponible, il devient donc important de maximiser la compacité du squelette granulaire en optimisant les proportions des différentes classes granulaires **[21]**. Sa densification requiert quelques passages d'un rouleau compacteur de type tandem avec ou sans vibration, selon la consistance du béton.

II.2.1 Définition

Le béton compacté au rouleau tient son nom de la technique employée pour le mettre en place. Il est, en effet, répandu au moyen de matériels pour terrassement (chargeur, bull pousseur, niveleuse) puis compacté par des rouleaux vibrants.

Le béton compacté au rouleau réunit les mêmes constituants de base que le béton classique : ciment, eau et granulats. Toutefois, le BCR est un béton plus sec, à affaissement nul, qui nécessite l'apport d'une énergie de compactage externe plus importante pour être correctement consolidé. En effet, à cause de son état sec, le BCR ne peut être mis en place à l'aide d'aiguilles vibrantes utilisées pour le béton ordinaire **[22]**.

Correctement formulé, un mélange de BCR permet de développer rapidement des résistances mécaniques élevées et possède une bonne durabilité. Par exemple, un mélange, avec une teneur en ciment de l'ordre de 30 kg/m^3 et un rapport eau/ciment de 0.35 peut développer une résistance à la compression de 40 N/mm² après 3 jours de mûrissement **[23]**.

Ces mélanges de BCR à haute performance possèdent une bonne durabilité de point de vue résistance à la fatigue, choc thermique et résistance à l'abrasion. De plus, les mélanges de BCR se caractérisent par leur faible susceptible à la fissuration due au retrait de séchage.

Une remarque s'impose à ce stade de la définition. On peut en effet, dire qu'un BCR contient plus de granulats et moins de pâte qu'un béton plastique, mais il est toutefois possible de réaliser un béton classique à faible teneur en ciment ayant une consistance telle qu'il soit quand même impossible de le mettre en place à l'aide des engins utilisés pour les BCR.

En Belgique, dans le cahier des charges, type RW 99, qui détermine les clauses administratives et techniques applicables à l'exécution des routes et des autoroutes situées en région Wallonne, la détermination de ce béton est « béton sec compacté », ces bétons étant repris dans le chapitre concernant les fondations des routes.

Les bétons secs compactés mentionnés dans ce cahier des charges sont de deux types : le BSC 20 et le BSC 30, constitués respectivement d'un minimum de 200 kg/m^3 et 250 kg/m^3 de ciment. Dans cette dénomination, le chiffre correspond à la prescription concernant la résistance en compression moyenne, exprimé en N/mm², sur carottes de 100 cm² à 90 jours d'âge.

Tableau II.1 : Composition typique de mélanges de BCR et de béton conventionnel **[24]**.

	BCR	**Béton conventionnel**
Ciment portland avec fumé de silice (kg/m^3)	350	450
Gros granulat (kg/m^3)	1245	1100
Granulat fin (kg/m^3)	778	710
Eau (kg/m^3)	116	134
Réducteur d'eau (l/m^3)	1,4	-
Retardateur de prise (l/m^3)	-	0,45
Air entrainé (l/m^3)	-	0,125
Superplastifiant (l/m^3)	-	5

II.2.2 Historique

Les revêtements en BCR ne sont pas du tout une nouvelle technique pour la construction des chaussées. Le premier revêtement en béton connu fut construit en 1865, en Ecosse, alors que le développement des bétons pervibre ne s'initiale que cinquante ans plus tard. De cette façon, dans beaucoup de pays, en compactant au rouleau les revêtements en béton avant et après la Première Guerre mondiale.

Durant les années trente, la pervibration du béton fut introduite graduellement dans tous les domaines du génie civil, parmi eux la construction des revêtements, ou le compactage au rouleau fut abandonné, puisque les matériels dont on disposait à cette époque n'assuraient pas une qualité comparable à celle obtenue par pervibration **[25]**.

Néanmoins, on continua à employer le compactage au rouleau pour la construction des couches de base traitées au ciment. Les progrès dans ce domaine ont constitué une aide inestimable pour le développement moderne des revêtements en BCR pendant les années soixante-dix, quand le coût croissant des produits pétroliers éveilla un intérêt renouvelé par d'autres solutions permettant de réduire leur consommation **[25]**.

Le béton compacté au rouleau (BCR) a été pendant de nombreuses années utilisé comme sous couche pour le revêtement des routes et des pistes d'aviations. Cette technique a été mise en œuvre avec succès sur un certain nombre de barrages dans le monde, dont la plupart, à ce jour, sont situés au Japon et aux Etats-Unis, la première construction d'un revêtement en BCR en Amérique du Nord a été réalisée en 1942 par l'US Army Corps of Engineers.

C'est au Royaume-Uni, durant les années quarante que le BCR a été utilise comme couche de base d'épaisseur n'excédant pas les 20 cm. Le premier barrage construit en béton compacté au rouleau est celui des Alpes Gera en Italie entre 1961-1964 **[26]**.

Les premiers exemples modernes de revêtements en BCR connus furent construits en Espagne vers 1970, sur des voies à faible trafic. Pour leurs applications sous trafics lourds, Canada a commencé en 1976, par la mise en place d'une aire d'entreposage de billes de bois d'une surface de 52 000 m^2 sur l'Île de Vancouver en Colombie-Britannique. Après 1980, au moins dix autres pays (la France, les Etats-Unis, la Norvège, la Suède, la Finlande, le Danemark, l'Allemagne, l'Australie, l'Argentine et le Japon) ont construit chacun plus de 100 000 m^2 de revêtements en BCR, alors que sept autres (le Chili, l'Uruguay, le Mexique, la Colombie, l'Equateur, l'Islande et l'Afrique du Sud) ont employé le BCR moins souvent, seulement pour des chaussées expérimentales.

Tableau II.2: Principales caractéristiques d'un BCR pour barrage et d'un BCR pour chaussée **[27]**.

Caractéristiques	Barrage	Chaussée
Teneur en liant (kg/m^3)	60 - 250	200 - 350
Rapport eau / Liant	0.40 – 0.80	0.30 – 0.40
Diamètre maximal des granulats (mm)	75	20
Résistance à la compression à 28 j (MPa)	15	45
Temps Vébé (s)	10 - 25	30 - 60

A la fin de 1990, leur surface totale excédait 12 millions de mètres carrés. La moitié à peu près ont été construites en Espagne. Environ 1 500 000 m^2 ont été employés sur autoroutes et routes principales, avec une couche de revêtement en enrobe sur le BCR pour améliorer l'uni, les 10 500 000 m^2 restants ont été appliqués sur des routes à faible vitesse, par exemple des routes secondaires ou des zones industrielles et militaires. Dans la plupart de ces derniers cas, le BCR n'était pas revêtu.

II.2.3 Utilisation

Le béton compacté au rouleau a trouvé sa première utilisation dans la construction d'ouvrages de masse telle qu'un barrage, principalement à cause de sa rapidité d'exécution. Deux autres avantages majeurs apparaissent pour les ouvrages de masse **[28]**.

Premièrement, le fait de réduire la quantité de ciment et d'augmenter la quantité de granulat permet de diminuer le dégagement de chaleur et les coûts de production. Ensuite, le fait de limiter les contraintes thermiques.

Une deuxième application du BCR est le domaine routier. En effet, grâce à son état sec, ce béton peut être mis en place à l'aide d'une « paveuse » comme pour les enrobés bitumineux. Le BCR est utilisé comme couche de fondation pour les routes. Dans cette utilisation, on recouvre généralement la couche du BCR par un enrobé bitumineux afin d'améliorer le roulement de surface.

Enfin, suite à la réalisation de BCR à haute résistance (de l'ordre de 60 MPa à 7 jours), on retrouve ces derniers pour les surfaces de roulement des camions lourds, par exemple en zone industrielle. Le principal avantage de la construction de revêtements rigides en BCR, comparativement aux dalles en béton armé, est la réduction des coûts résultants, d'une part, d'une diminution de la teneur en ciment du mélange et, d'autre part, de la rapidité de mise en place. A résistance mécanique égale, les mélanges de BCR ont une teneur en ciment inférieur au mélange de béton plastique.

Les revêtements en BCR ne requièrent pas l'emploi de goujons, de tirants ni de coffrage, contrairement aux revêtements construit en béton plastique. La mise en œuvre rapide réduit fortement les coûts de construction et les délais de remise en service.

II.2.4 Le BCR pour les routes

II.2.4.1 Dimensionnement d'une route

Une route est composée de trois couches principales **[29]** :

- **Sous fondation :** partie du corps de la chaussée comprise entre le fond de coffre et la fondation. Cette couche participe à la répartition des contraintes sur le sol.
- **Fondation :** partie du corps de la chaussée comprise entre la sous-fondation et le revêtement. Cette couche peut être composée de plusieurs sous-couches appelées couches de fondation. Elle a pour rôle principal de reprendre et de diffuser les contraintes.

- **Revêtement :** partie du corps de la chaussée comprise entre la fondation et la surface. Elle est composée d'une ou plusieurs couches de roulements. Cette couche assure la reprise des sollicitations des véhicules et leur transmission à couches inférieures.

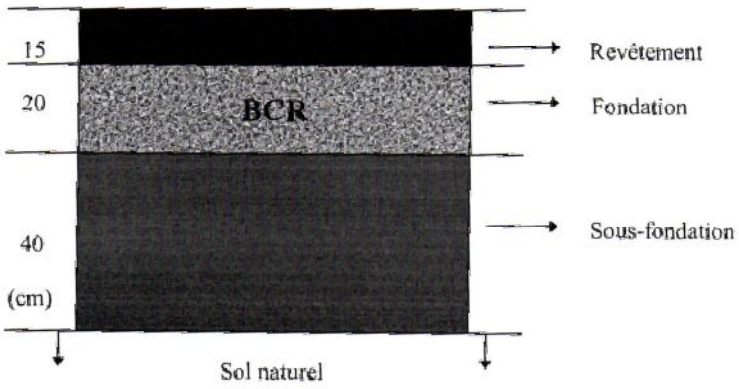


Figure II.1 : Coupe en élévation d'une route.

Les épaisseurs des couches constitutives d'une route, reprise sur la figure II.1, sont données à titre d'exemple. En effet, la détermination de l'épaisseur de ces différentes couches requiert la connaissance de plusieurs paramètres **[30]** :

- Le trafic et les matériaux utilisés pour les couches de revêtements et de fondation ;
- Le trafic, les matériaux utilisés et la qualité du sol naturel pour la couche de sous-fondation.

Il est remarqué qu'en Belgique, quel que soit le trafic, l'épaisseur usuelle de la couche de fondation en BCR est de 20 cm.

II.2.4.2 Avantages d'utilisation du BCR dans le domaine routier

Les avantages du BCR sont résumés dans les points suivants :

- **La durabilité:** l'un des avantages les mieux connus du béton est sa durabilité. Cette durabilité mène à une réduction des travaux de construction et d'entretien qui entravent la circulation **[31]**.
- **Moins de travaux d'entretien:** indique en outre dans son rapport que les routes asphaltées exigent des travaux d'entretien tous les trois à cinq ans. Par contraste, on ne commence à faire des travaux d'entretien mineurs aux routes en béton qu'après 12 ans **[31]**.
- **Moins de déformation:** vu la souplesse du revêtement en asphalte, les véhicules de fort tonnage peuvent finir par y creuser des ornières. La poussée qu'ils exercent sur le revêtement peut aussi, à long terme, le faire plisser et lui donner l'apparence d'une tôle ondulée. La rigidité du béton empêche, toutefois, ce genre de déformations de se produire. D'autre part, le béton ne se déforme pas sous l'effet de la chaleur **[36]**.
- **Une meilleure adhérence:** les études ont démontré que le béton assure, dans l'ensemble, une meilleure adhérence et une distance d'arrêt plus courte que l'asphalte, surtout lorsque le revêtement est mouillé et comporte des ornières **[31]**.
- **Des économies de carburant (jusqu'à 20 %):** la chaussée souple fléchit davantage que la chaussée rigide sous l'effet des poids lourds.

  Ce qui mène à supposer qu'il faut plus de carburant, pour rouler sur une chaussée souple. La rigidité de la chaussée en béton réduit la déflexion et diminue ainsi la consommation de carburant **[31]**.

- **Une meilleure visibilité la nuit:** la chaussée en BCR assure une meilleure visibilité la nuit. Comme le béton est de couleur claire, il réfléchit mieux la lumière des phares et des lampadaires que l'asphalte, qui est foncé. Autrement dit, il y a plus de lumière visible **[31]**.
- **L'étude économique :** suite à l'établissement des sous-détails de prix pour deux variantes différentes montrées aux tableaux II.3 et II.4, explique la rentabilité de l'utilisation de la technique de BCR dans les travaux routiers surtout dans le cas de la construction et l'entretien des routes rurales, Le rapport entre le prix de la variante N° I et le prix de la variante N° II, est de 1,19 et on peut gagner par conséquent 20% par l'utilisation de ce matériau **[31]**.

Tableau II.3 : Sous-détails de prix de la variante N° I **[31]**.

Couche	Matériaux	Prix unitaire/m^3(Euro)	Quantité /m^2	Sous total (Euro)
Roulement /de surface	Béton bitumineux	120,000	0,05	6
Base	Graves concassé 0/20	17,000	0,20	3,40
Fondation	Graves concassée 0/31,5	15,000	0,30	4,50
				13,9
		Coefficient de règlement k		1,23
		Total		17,097

Tableau II.4 : Sous détails de prix de la variante N° II **[31]**.

Couche	Matériaux	Prix unitaire/m^3(Euro)	Quantité /m^2	Sous total (Euro)
Roulement /de surface	Béton compacté au rouleau	55,000	0,15	8,25
Base /Fondation	Graves concassée 0/20	17,000	0,20	3,40
				11,65
		Coefficient de règlement k		1,23
		Total		14,33

II.2.4.3 Inconvénients du BCR

Les inconvénients du BCR sont résumés aussi dans les points suivants :

- la qualité et l'uni de surface des revêtements en BCR peuvent être adaptés, selon les différents types d'applications visées, ils représentent le majeur inconvénient de cette technique. La texture de la surface d'un revêtement est mesurée à l'aide de l'essai de tâche de sable. Cet essai détermine la profondeur moyenne de la macro texture de la surface (ASTM E 965). Il existe également d'autres méthodes de mesure de la texture d'un revêtement telles que le laser, le texturomètre et la stéréoscopie **[31]**.
- l'uni d'une chaussée est exprimé par la variation positive ou négative des élévations de la surface d'une chaussée par rapport à une surface plane.

  On distingue des ondulations longitudinales et des ondulations transversales. L'uni (confort au roulement) d'un revêtement en BCR est toujours resté un problème limitant relativement les applications du BCR où la vitesse des véhicules représente une caractéristique importante.

  L'uni de surface des revêtements en BCR est grandement influencé par les procédures de construction, par les variations du degré de compactage, par l'uniformité de la mise en place du finisseur et par les opérations de compactage **[31]**.

II.2.4.4 Constituants

Les trois composants de base d'un béton compacté au rouleau sont l'eau, le ciment et les granulats. Des additifs peuvent y être rajoutés dans le but de modifier les propriétés telles que la maniabilité et la résistance. Le béton est donc un matériau hétérogène dont les

caractéristiques physicochimiques et mécaniques, des divers constituants, sont différentes. Chacun de ses composants joue un rôle bien précis dans le mélange.

- **Le ciment**

Le ciment Portland est un mélange composé suivant le cas de clinker, de gypse finement broyés et d'ajouts éventuels, des ajouts, tels que les cendres volantes, les fillers, les laitiers,…etc., entrent dans la majorité des compositions du ciment dans le but d'améliorer ses caractéristiques rhéologiques et/ou mécaniques.

Pour satisfaire aux exigences de résistance à la compression, la quantité de ciment est de minimum 200 ou 250 kg/m^3 respectivement pour des bétons secs compactés, de résistance à la compression moyenne de 20 N/mm^2 et de 30 N/mm^2 mesurée sur carottes de 100 cm^2 à 90 jours d'âge **[32]**.

D'après Ir Cl. Ployaert **[32]**, un ajout de cendres volantes est autorisé afin d'améliorer l'ouvrabilité et de diminuer le risque de fissuration. Cet ajout est limité à un maximum de 5% de la masse des granulats secs. Indépendamment des économies réalisées par la diminution de la quantité de ciment dans les mélanges de BCR, les cendres volantes procurent certains bénéfices lors des opérations de mise en œuvre. Ainsi, certaines cendres volantes permettent d'améliorer la consolidation du BCR frais grâce à une augmentation du pourcentage de matériaux fins et ainsi obtenir, lors des opérations de compactage, une surface de revêtement plus fermée.

La maniabilité du BCR frais est aussi influencée par l'ajout de cendres volantes au mélange. Les cendres volantes influencent aussi certaines propriétés du BCR à l'état durci. Les résistances mécaniques à court terme sont généralement réduites. Par contre, on observe un effet bénéfique sur les propriétés mécaniques à long terme. Jusqu'à maintenant, peu d'études ont porté sur l'influence des cendres volantes sur la durabilité des BCR.

Les cendres volantes modifient les propriétés du béton dans les deux états frais et durcis, et aussi l'ouvrabilité, la résistance et le retrait **[33, 34]**.

Les laitiers de haut-fourneau sont des sous-produits de l'industrie de l'acier. Les laitiers possèdent une densité généralement comprise entre 2,85 et 2,95. La provenance des laitiers et la finesse du matériau influencent les propriétés du BCR à l'état frais et durci de même que le couplage avec un ciment donné (type et provenance).

- **Granulats**

Les granulats proviennent dans la plupart des cas des roches naturelles. Leur utilisation pour la confection d'un béton est motivée par le faible coût volumique, par une meilleure durabilité et stabilité volumétrique par rapport au mélange ciment-eau.

Le type de granulats et leur granulométrie influencent la qualité et les propriétés du béton compté au rouleau. Une bonne granulométrie permet de diminuer considérablement les vides de compactage et la ségrégation lors des opérations de mise en place. Le choix des granulats aura une influence directe sur la densité du béton que l'on pourra obtenir en chantier. Les granulats utilisés se divisent en deux catégories: les gros granulats et les granulats fins **[35]**.

Dans le cas des ouvrages de masse, la taille maximale des granulats est d'environ 50 mm. Cette taille augmente le risque de ségrégation, mais permet de réduire la teneur en liant.

Pour éviter les problèmes de ségrégation, on doit optimiser le plus possible la granulométrie de manière à obtenir un mélange de compacité optimale. Par ailleurs, lors des opérations de mise en place, l'épaisseur des couches doit être trois fois plus élevée que la dimension du plus gros granulat **[35]**.

Pour les ouvrages routiers, la grosseur maximale des granulats ne doit pas excéder 20 mm de diamètre **[24, 25, 32]** s'est inspiré de l'expérience des constructions nord-américains pour établir, il y a quelques années, un fuseau granulométrique pour les bétons compactés routiers. Ce fuseau permet de produire des bétons compactés de bonne qualité avec des surfaces relativement imperméables. Cette qualité de surface est attribuable à la grande quantité de sable présente dans le mélange (figure II.2).

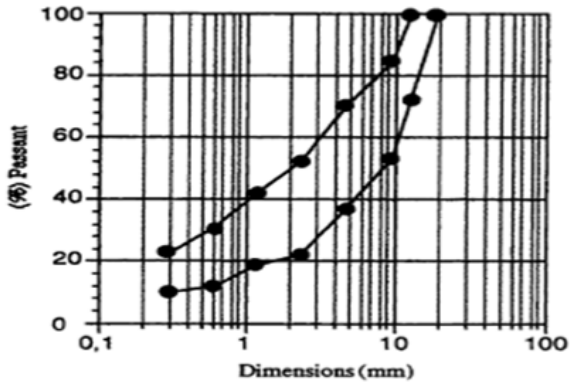


Figure II.2 : Fuseau granulométrique proposé par Piggot **[31, 40]**.

La forme, la texture de la surface et la concentration en granulats influent d'une manière considérable sur le comportement du béton à l'état frais **[36]**.
La tendance générale consiste à limiter la dimension maximale des granulats à 20 mm et même parfois moins **[32]**, avec le triple objectif d'éviter la ségrégation, de rendre le malaxage, la mise en œuvre et le compactage plus facile, et d'améliorer l'uni de surface.

Le tableau II.5 et les figures II.3 et II.4 reprennent les limites de fuseaux granulométriques recommandés et ce pour deux dimensions maximales différentes du squelette inerte : 0/16 mm et 0/20 mm.

Tableau II.5 : Fuseaux granulométriques des bétons compactés au rouleau 0/16 et 0/20 **[32]**.

Ouverture des mailles (mm)	**Passant (%)**	
	BSC 0/16	**BSC 0/20**
25	-	100
20	100	84-100
16	87-100	73-100
10	67-86	56-81
5	45-67	36-59
2	29-45	23-42
0,40	10-23	8-20
0,08	1-12	0-11

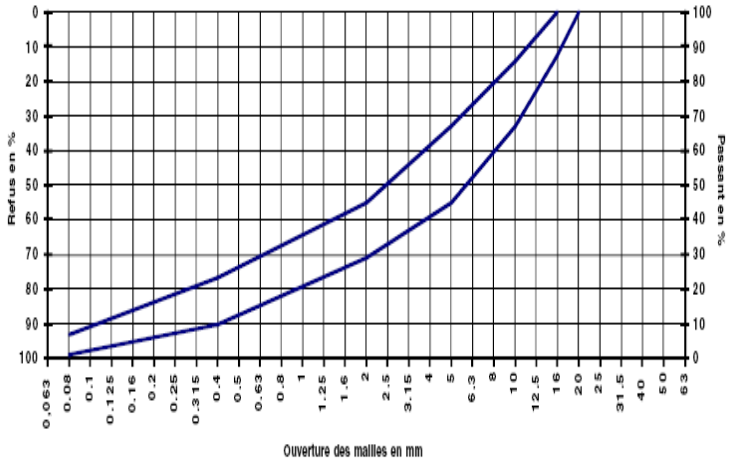


Figure II.3 : Fuseau granulométrique du béton compacté au rouleau 0/16 **[32]**.

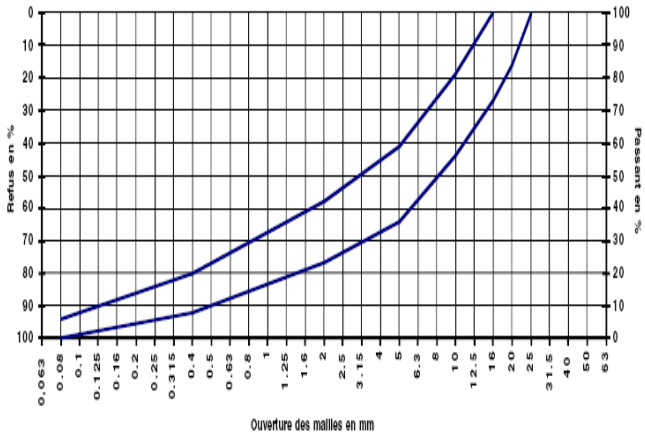


Figure II.4 : Fuseau granulométrique du béton compacté au rouleau 0/20 **[32]**.

- **Eau**

L'eau présente dans le béton joue deux fonctions principales : elle lui confère sa maniabilité à l'état frais (ses propriétés rhéologiques) et assure l'hydratation du ciment.

Pour les mélanges de béton compacté au rouleau, la quantité d'eau requise dépend de l'optimum de compacité. Afin de déterminer la quantité d'eau à ajouter au mélange, on réalise des essais Proctor modifié. Un béton ayant une trop faible quantité d'eau nécessite une énergie de compactage élevée afin d'obtenir de bonnes densités. A l'opposé, un mélange ayant une trop grande quantité d'eau sera difficile à compacter, car celui-ci sera trop fluide **[35]**.

- **Adjuvants**

Plusieurs types d'adjuvant peuvent être utilisés dans les mélanges de béton compacté au rouleau. L'avantage d'utiliser des adjuvants est qu'ils augmentent la maniabilité et retardent la prise, permettant ainsi de prévenir la formation de joints froids. Les types d'adjuvant utilisés sont les retardateurs de prise, les réducteurs d'eau et les agents entraîneur d'air.

Les réducteurs d'eau permettent d'obtenir un mélange plus homogène et facilitent les opérations de mise en place. Les retardateurs de prise, comme nous l'avons mentionné précédemment, permettent de prévenir les risques de prise prématurée et la formation de joints froids. Les agents entraineur d'air permettent la formation de petites bulles d'air dans les bétons réduisant ainsi les problèmes de détérioration par le gel **[35]**.

II.3 Investigation expérimentale

Pour la formulation d'un mélange de béton compacté au rouleau, plusieurs essais sont nécessaires afin d'obtenir un mélange ayant, à l'état frais, une maniabilité et une compacité optimale et, à l'état durci, un bon réseau de bulles d'air et une résistance à la compression optimale **[38]**.

II.3.1 Essai Proctor modifié

Cet essai permet de définir la relation entre la teneur en eau d'un mélange granulaire et sa densité sèche pour une énergie de compactage donnée. L'essai consiste à laisser tomber un marteau plusieurs fois sur un matériau granulaire dans un moule. La masse du marteau (4.5 kg), la hauteur de chute (457 mm), le nombre d'impacts (55) et le nombre de couches (5) sont fixés par la norme. Suite aux opérations de compactage, le moule est arasé puis pesé et la masse volumique humide (γ_h) du matériau est déterminée **[24]**. On peut calculer la masse volumique sèche (γ_d) du mélange à l'aide de l'équation suivante:

$$\gamma_d = \frac{\gamma h}{w+100}\ 100 \qquad \text{(II.1)}$$

Où :

- γ_h et γ_d sont exprimés en kg/m^3 ;
- w représente la teneur en eau totale du béton incluant l'eau absorbée par les granulats, exprimée en pourcentage de la masse de matériaux secs ;

La courbe Proctor modifiée, exprimant ρ_d en fonction de w, à l'aspect d'une cloche ou chaque point sur la courbe représente un essai de compactage. Cette courbe est propre à un matériau donné et l'optimum Proctor modifié est situé au sommet de la courbe. Ce point représente la teneur en eau optimale pour atteindre la densité sèche la plus élevée.

En effet, lorsque l'on ajoute de l'eau à un mélange granulaire sec, celle-ci agit tout d'abord comme lubrifiant entre les particules qui ont plus de facilité à glisser les unes sur les autres et à se placer de façon optimale. Lorsque cet arrangement granulaire est atteint, l'eau prend cette fois la place du matériau solide à l'intérieur du moule et la densité sèche du squelette diminue **[30]**.



Figure II.5 : Compactage du béton compacté au rouleau selon le procédé Proctor Modifié.

II.3.2 Essais Vébé

Cet essai permet de mesurer la consistance d'un mélange de béton sec. Dans ce contexte, la consistance se définit comme le temps requis pour densifier une masse de béton par vibration dans un moule cylindrique. L'essai se déroule de la façon suivante. Une masse de béton est placée dans un moule cylindrique de dimensions normalisées. Le moule est fixé sur une table vibrante. Une plaque de plastique dont le diamètre est approximativement de 10 cm inférieur au diamètre intérieur du moule est placée sur la surface du béton, une surcharge est ajoutée puis le béton est vibré **[24]** (figure II.6).

Le temps VEBE est le temps qui s'écoule entre le départ de la vibration et la formation d'un anneau de pâte autour de la plaque de plastique. De façon générale, si après deux minutes l'anneau de pâte ne s'est pas formé, la vibration est arrêtée.

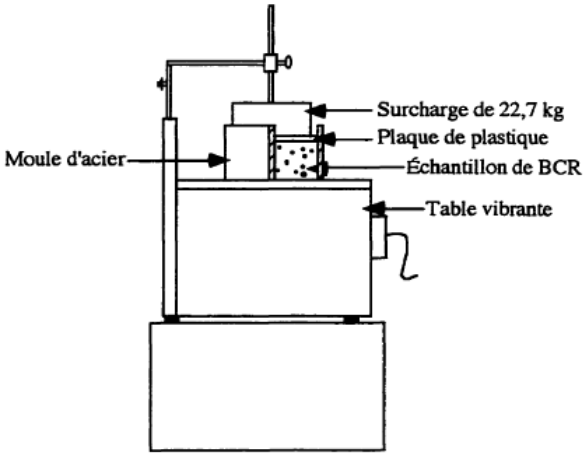


Figure II.6 : Schématisation de l'appareil VEBE **[43]**.

II.4 Méthodes de formulation

La formulation des mélanges de béton vise à conférer au matériau certaines propriétés physiques. A l'état frais, les propriétés visées sont généralement une bonne maniabilité et une faible chaleur d'hydratation. A l'état durci, on tentera plutôt d'obtenir une bonne résistance à la compression, une perméabilité réduite et une bonne durabilité aux cycles de gel-dégel. Il est bien évident que les propriétés visées pourront varier d'une application à l'autre. Dans certains cas, les méthodes de formulation permettent également de réduire les coûts de la production du béton **[38]**.

Dans la documentation, on retrouve plusieurs méthodes empiriques de formulation des mélanges de béton compacté au rouleau. Comme nous le verrons, la plupart de ces méthodes demandent beaucoup de travail, c'est-à-dire qu'il faut réaliser plusieurs mélanges de béton avant d'obtenir la formulation qui possède toutes les propriétés recherchées **[38]**.

Par ailleurs, ces dernières années, une méthode de formulation a été développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France (LCPC) pour être par la suite adaptée par le Centre de Recherche Inter universitaire sur le Béton (CRIB) de l'Université Laval à la formulation de mélanges de BCR. Cette méthode repose sur une meilleure compréhension des paramètres affectant les propriétés à l'état frais et durci du BCR. Dans la grande majorité des cas, une seule gâchée d'essai est requise pour déterminer les caractéristiques du mélange optimum **[38]**.

Les méthodes de formulation des BCR peuvent être classées en trois catégories distinctes : méthode empirique, méthode semi-empirique et méthode théorique.

II.4.1 Méthode empirique

Dans la documentation, on retrouve plusieurs méthodes empiriques de formulation de mélanges de béton compacté au rouleau. Comme nous le verrons dans les paragraphes suivants, il n'en existe cependant aucune qui soit applicable à toutes les situations.

La formulation des bétons compactés au rouleau est contrôlée par la conception, la localisation, la disponibilité des matériaux et par la procédure de malaxage et de mise en place. On retrouve trois grandes procédures de formulation de mélange de bétons compacté au rouleau:

1- Formulation d'un mélange afin d'obtenir une limite de consistance spécifiée ;
2- Sélection des matériaux afin d'obtenir une combinaison granulats-liant à moindre coût ;
3- Formulation basée sur la méthode de compactage des sols ;

Nous décrirons dans cette section ces trois différentes méthodes établies par l'American Concrete Institute ACI.

II.4.1.1 Limite de consistance

Cette méthode de formulation est couramment utilisée pour la conception de mélanges de béton compacté au rouleau destinés à la construction de barrages ou à la mise en place de revêtements routiers. En dépit de sa popularité, cette méthode a le désavantage d'être très difficile puisqu'elle requiert de réaliser beaucoup de gâchés en laboratoire **[38]**.

Dans un premier temps, on doit procéder à une optimisation de la compacité d'un mélange de mortier seul. La méthode consiste à préparer des mélanges en faisant varier le volume de ciment par rapport au volume de sable. Ensuite, pour chaque proportion de sable et de ciment, de l'eau doit être ajoutée progressivement. Pour chacune des teneurs, une mesure de la masse volumique du mortier doit être réalisée. Cette mesure de la masse volumique est effectuée en utilisant la méthode Proctor modifié. On peut observer à la figure II.7, une courbe densité en fonction du rapport sable-ciment obtenue à partir de l'essai Proctor modifie **[38]**.



Figure II.7 : Courbe densité en fonction du rapport sable/ciment **[38]**.

Cet exercice permet de déterminer les proportions de sable et de liant ainsi que les teneurs en eau assurant des masses volumiques maximales.
De manière à obtenir un mélange de béton possédant une masse volumique optimale, est nécessaire de déterminer la proportion des gros granulats à ajouter aux mortiers. Divers bétons doivent être réalisés en conservant le même rapport sable/liant optimal déterminé par l'optimisation du mortier en faisant varier la quantité de gros granulats. Pour chacun des mélanges réalisés, l'eau doit être ajoutée progressivement. Pour chacun des rapports sable / pierre, une mesure de la masse volumique doit être réalisée par la méthode Proctor. La figure II.8 illustre une courbe de la densité en fonction du rapport sable / pierre à une teneur en eau constante **[38]**.

Une fois la meilleure proportion de sable/pierre trouvée, la détermination de la teneur en eau permettant d'obtenir la compacité et la maniabilité optimale doit être réalisée. Pour ce faire, on doit reprendre les proportions de sable / pierre et sable/liant optimum et refaire les mélanges pour des teneurs en eau différentes.

Pour chacun des mélanges, la masse volumique est déterminée par la méthode Proctor et la mesure de la consistance est obtenue par l'essai VEBE. La figure II.9 illustre une courbe de la densité en fonction de la teneur en eau.

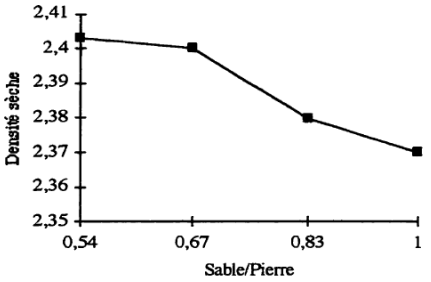


Figure II.8 : Courbe densité en fonction du rapport sable / pierre **[38]**.

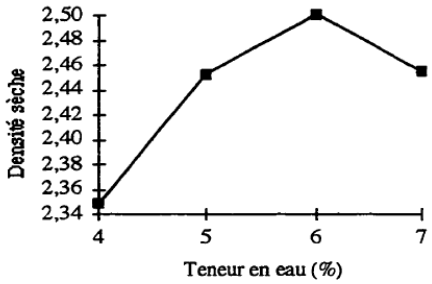


Figure II.9 : Courbe densité en fonction de la teneur **[38]**.

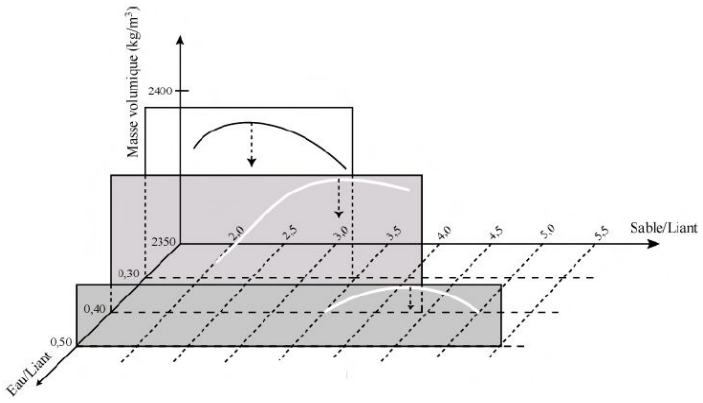


Figure II.10 : Paramètres optimum d'un mortier pour BCR **[40]**.

II.4.1.2 Considération économique

La deuxième méthode consiste à ajuster le mélange en essayant de limiter son coût. Plusieurs mélanges sont réalisés en faisant varier la quantité de ciment et d'ajouts minéraux. Dans chacun des cas, l'eau est ajoutée progressivement afin d'obtenir la consistance requise. Des mesures de résistance à la compression sont effectuées pour chacun des mélanges et la combinaison la plus économique de matériel cimentaire et de granulats est choisie en fonction de la résistance à la compression souhaitée. Cette procédure est souvent choisie pour la construction des barrages mais rarement pour la construction des infrastructures routières **[38]**.

II.4.1.3 Compactage des sols

Cette méthode est beaucoup plus appropriée pour les mélanges de béton compacté an rouleau utilisés pour la construction de routes ou de petits granulats et des quantités élevées de liant sont utilises. Généralement, la proportion de fines et de granulats est déterminée à partir des courbes granulométriques déjà existantes. Par la suite, des mélanges de béton sont préparés en faisant varier la quantité de liants et la quantité d'eau ajoutées au mélange.

On mesure la densité de chaque mélange fabriqué à l'aide de l'essai Proctor modifie. Pour chaque teneur en liant, la courbe de la densité en fonction du pourcentage d'eau est tracée (Figure II.10).

Des résistances à la compression sont effectuées à différentes périodes pour les mélanges ayant les densités et les teneurs en eau optimales. Le mélange ayant le contenu en liant minimum avec la résistance à la compression désirée est sélectionné **[38]**.

II.4.2 Méthode semi - empirique

Par définition, une méthode semi-empirique est basée à la fois sur des données expérimentales et sur quelques formules empiriques. Un exemple de méthodes semi-empiriques est celui du volume de pâte optimal. Les mélanges de BCR sont formulés en se basant sur un calcul de volume de pâte par rapport à un volume de vides. Cette approche requiert la réalisation de quelques gâchées d'essais en laboratoire **[40]**.

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le mélange de BCR optimal devrait avoir juste assez de pâte pour remplir complètement les espaces inter granulaires restants lorsque le squelette granulaire a atteint la densité maximale après compactage. Cette méthode de formulation est également basée selon une approche volumétrique. Si moins de pâte est utilisée, les vides laissés après le compactage vont réduire les propriétés mécaniques et augmenter la perméabilité du béton.

Par contre, une teneur en pâte excessive augmentera la chaleur d'hydratation de même que les coûts de fabrication sans une augmentation significative des propriétés physiques ou une diminution de la perméabilité **[40]**.

Cette méthode de formulation de BCR comporte trois étapes **[40]**:

1. déterminer les proportions des différentes classes granulaires afin de produire un mélange après compactage possédant un volume de vides minimal et de mesurer le volume des vides des granulats compactés par mètre cube;
2. ajuster le dosage volumique de la pâte de manière à obtenir une maniabilité donnée;
3. choisir le rapport entre l'eau et les matériaux cimentaires et les proportions de ciment et de pouzzolanes pour produire une pâte permettant de satisfaire aux exigences mécaniques.

Actuellement, la méthode du volume de pâte optimal permet seulement de formuler des mélanges de BCR sans air entraîné. Avec cette méthode, la formulation de mélanges de BCR avec air entraîné est complexe en raison de la grande influence du réseau de vides d'air sur la maniabilité et les propriétés mécaniques du béton **[40]**.

Étape 1 : Sélection d'une granulométrie optimale et calcul du volume des vides.

Cette étape consiste à choisir les proportions des différentes classes granulaires en vue de créer un squelette granulaire avec le minimum de vides après compactage. La formule modifiée de Fuller - Thompson (couramment utilisée pour la formulation de mélange de béton bitumineux) peut être utilisée pour obtenir une courbe granulométrique produisant un squelette dense [40]:

$$p = (d/D)^{0.45}.100 \qquad \text{(II.2)}$$

Avec :
d : grosseur des tamis (mm);
D : grosseur maximale nominale des granulats (mm);
p : pourcentage passant (%) des particules selon le tamis de grosseur d ;

La figure II.11 montre les courbes granulométriques typiques de Fuller - Thompson pour différentes grosseurs nominales maximales de granulats. Ces courbes donnent généralement un squelette granulaire compact lorsque les particules proviennent d'un sable naturel et de granulats cubiques. Les courbes indiquent que le squelette granulaire doit contenir une teneur en particules fines passant le tamis 160 µm entre 10 et 15 %.

Ce pourcentage inclut les particules fines provenant des matériaux granulaires et cimentaires **[40]**.

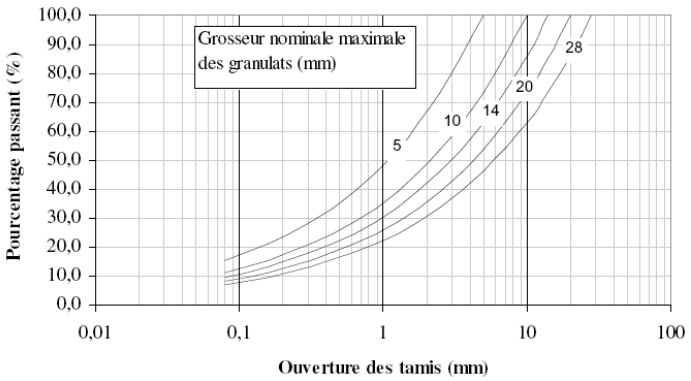


Figure II.11 : Courbes de Fuller - Thompson modifiées pour différentes grosseurs de granulats **[40]**.

Les courbes de Fuller - Thompson représentent uniquement une approximation de la courbe granulométrique idéale, puisque le volume des vides après compactage dépend de la forme, de l'angularité, de la rugosité de surface et de la méthode utilisée pour le compactage. Des granulats naturels arrondis ou des granulats de forme cubique donnent un squelette plus dense tandis que des granulats très anguleux contenant une large proportion de particules plates et allongées donnent un squelette plus ouvert. Un changement au niveau de la forme et de la rugosité de surface des particules peut influencer grandement le degré de compactage du squelette granulaire (plus de 20 %). Plus particulièrement, la compacité du squelette granulaire est sensible à la forme et à la rugosité de surface des granulats fins (< 5 mm) **[40]**.

Après avoir fixé les proportions relatives des différents granulats fins et grossiers de façon à se rapprocher de la distribution granulométrique idéale, la mesure des vides du squelette granulaire compacté doit être réalisée (V_{vc}). Ce volume (exprimé en litre par mètre cube de granulat compacté) est obtenu en compactant, à l'aide d'une surcharge, un échantillon du mélange granulaire dans le récipient cylindrique fixé à une table vibrante (l'appareil Vébé ou l'essai CAN/BNQ 250 1-062 peuvent être employés).

Le volume des vides après compactage est calculé à partir du volume final apparent des granulats compactés, de la proportion et de la masse volumique sèche des grains solides de chaque type de granulat utilisé dans le squelette granulaire. Généralement, selon cette méthode de formulation, un mélange de BCR à haute performance avec un squelette granulaire optimisé possède un volume de vides après compaction inférieur à 180 l/m^3. Des granulats grossiers avec une faible proportion de particules plates et allongées et un sable naturel avec des particules arrondies permettent de réduire le volume des vides du squelette granulaire **[40]**.

Étape 2 : Sélection du volume de pâte pour une maniabilité désirée.

Cette deuxième étape consiste à déterminer le volume de pâte requis afin d'obtenir une maniabilité spécifique **[40]**. Plusieurs études expérimentales ont permis de mettre en évidence la relation entre la maniabilité de mélanges de BCR sans air entraîné et le rapport entre le volume de pâte et le volume des vides après compactage où :

V_p : volume de pâte dans 1m^3 de BCR (l/m^3) ;

^{V}vc : volume des vides dans 1m^3 de granulat compacté (l/m^3).

Pour un mélange de BCR sans air entraîné, le volume de pâte V_p est égal à :

$$V_p = V_{eau} + V_{ciment} + V_{ajout\ minéraux} \qquad (II.3)$$

La relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport $_{Vp/Vvc}$ est montrée à la figure II.13. Cette relation demeure approximative dans la mesure où la relation exacte est fonction de la méthode utilisée pour déterminer $_{Vvc}$ et des propriétés rhéologiques de la pâte **[44]**.

À partir de la figure II.13, on détermine le volume de pâte (l/m^3) requis pour une maniabilité désirée. Généralement, le rapport V_p/V_{vc} compris entre 1,0 et 1,05, permet d'atteindre une maniabilité variant de 40 à 90 secondes mesurée à l'aide de l'appareil VEBE. Une ou deux gâchées de vérification sont par ailleurs requises pour déterminer le dosage précis du volume de pâte nécessaire pour obtenir la maniabilité désirée.

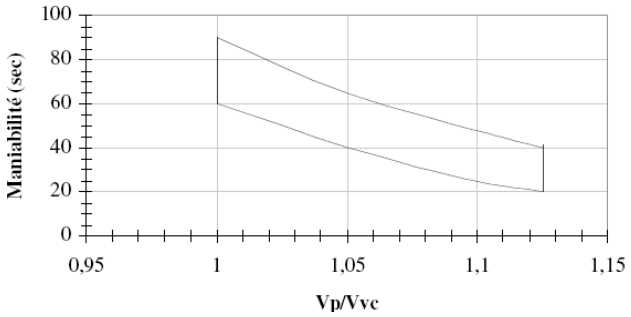


Figure II.13 : Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport eau / liant < 0,50) **[40]**.

Étape 3 : Sélection du rapport eau / liant selon la résistance à la compression requise.

Après avoir déterminé le volume de pâte requis pour obtenir la maniabilité voulue, il s'agit, finalement, de choisir le rapport eau / liant (E/L) et le type de liant afin d'obtenir la résistance mécanique spécifiée. La figure II.12 présente des relations entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport eau / liant pour des mélanges de BCR avec des ajouts cimentaires (fumée de silice et cendres volantes). Les courbes présentées sur cette figure ont été obtenues à partir de différents résultats expérimentaux provenant de rapports techniques et de diverses publications **[40]**.

Le rapport E/L satisfaisant les propriétés mécaniques désirées dépend à la fois des propriétés physicochimiques du liant et des propriétés du granulat. Des gâchées d'essais sont cependant requises pour déterminer le rapport E/L optimal et pour mesurer la résistance à la flexion du béton, cette dernière propriété contrôlant la conception d'un revêtement rigide tel que celui du BCR. Pour certaines applications, le choix du rapport eau / liant est aussi gouverné par des critères de durabilité.

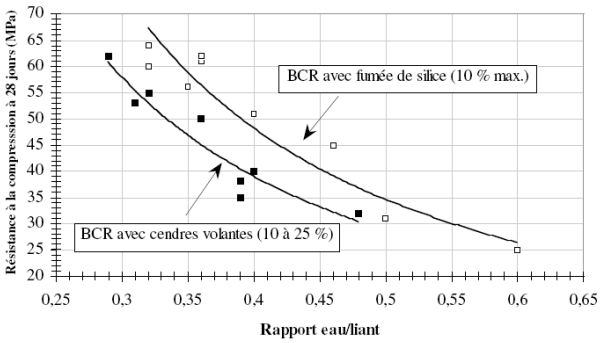


Figure II.12 : Relation entre le rapport eau/liant et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné) **[40]**.

Comme décrit à la référence **[44]** et montré à la figure II.12, la sélection du rapport eau / liant du mélange de BCR est fonction de la résistance à la compression. Par contre, c'est la résistance à la flexion du BCR qui est utilisée pour calculer l'épaisseur d'un revêtement en BCR.

À cet effet, des courbes expérimentales illustrant la relation entre le rapport eau / liant et la résistance à la flexion de différents mélanges de BCR devraient être tracées.

On pourrait également estimer, à partir de la résistance à la compression, la résistance

à la flexion d'un mélange avec un rapport eau / liant donné.

II.4.3 Modèle théorique

Le modèle théorique de DE LARRARD **[41,42]**, sert à optimiser la compacité d'un mélange de béton en combinant les matériaux dont on dispose. Ce modèle a été développé sur la base de différents modèles antérieurs. Pour le bénéfice du lecteur, nous allons tout d'abord brièvement passer en revue ces modèles pour ensuite décrire le modèle de DE LARRARD.

II.4.3.1 Modèles antérieurs

A. Modèle linéaire de compacité des mélanges granulaires

L'objectif de ce modèle est de prédire la compacité d'un mélange de grains secs en tenant compte de deux types de paramètres: les compacités propres α_i (compacité atteinte par la classe i empilée isolément) et les proportions volumiques y_i (par rapport au volume solide total) de chacune des classes granulaires considérées.

Pour illustrer ce modèle, nous allons prendre le cas d'un mélange binaire (ne comportant que deux classes granulaires). Pour simplifier l'exemple, nous allons considérer que le diamètre moyen des grains de la première classe est nettement supérieur à celui des grains de la deuxième classe (d1 » d2). Les interactions entre les grains seront donc réduites au minimum.

Pour ce type de mélange, on peut observer deux types de comportements. Dans un premier temps, la compacité du mélange sera gouvernée par les gros grains (figure II.13). C'est le cas des gros dominants. Pour celui-ci, on peut calculer à partir du modèle que:

$$C = C_{cas1} = \phi_1 + \phi_2 = \alpha_1 + \phi_2 = \alpha_1 / 1 - y_2 \qquad (II.4)$$

Où C_{cas1} représente la compacité et ϕ_i le volume partiel, c'est-à-occupé par la classe i dans un mélange de volume unitaire. Dans le modèle, les y_i et les ϕ_i sont liés par la relation suivante :

$$\phi_i = y_i . C \qquad (II.5)$$

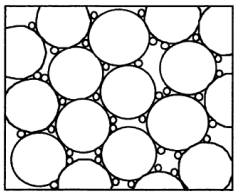


Figure II.13 : Cas des gros dominants (cas 1) **[47, 48]**.

Il se peut également que la compacité du mélange soit plutôt déterminée par l'arrangement des petits grains (figure II.14). Le modèle permet alors de calculer que:

$$C = C_{cas2} = \phi_1 + \phi_2 = \phi_1 + \alpha_2 (1 - \phi_1) = [\alpha_2 / 1 - (1 - \alpha_2) y_1] \qquad (II.6)$$

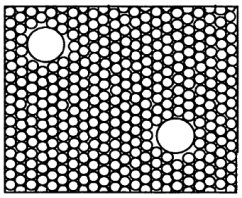


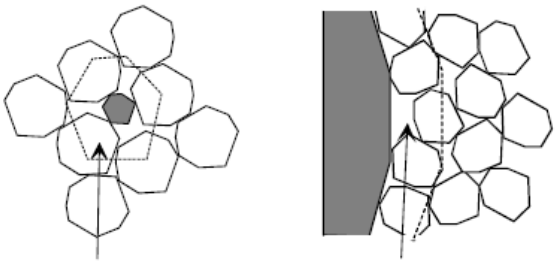
Figure II.14 : Cas des petits dominants (cas 2) **[47, 48]**.

Pour un mélange quelconque, la compacité est donnée par la plus petite des deux valeurs

calculées à partir des équations II.6 et II.7, soit :

$$C = \inf (C_1, C_2) \qquad \text{(II.7)}$$

Dans un mélange granulaire, on peut retrouver deux types d'interaction entre les grains: l'effet de desserrement et l'effet de paroi. L'effet de desserrement peut s'expliquer comme suit : lorsque le grain 2 n'est pas assez petit pour s'insérer à l'intérieur de l'empilement des grains 1, la compacité se trouve diminuée car il y a déstructuration de l'empilement des grains. Et similairement, l'effet de paroi résulte du relâchement de l'empilement des petits grains au voisinage d'un gros grain ou d'une paroi. L'effet de desserrement et paroi sont illustrés à la figure II.15.



a) Effet de desserrement b) Effet de paroi

Figure II.15 : Effet d'interaction entre classes granulaires.

Lorsque l'on veut calculer la compacité réelle d'un mélange, on doit prendre en considération les interactions entre les différents grains. Dans le modèle linéaire, l'effet des interactions est évaluée et la compactée du mélange peut être calculée à partir de l'équation suivante:

$$Ci = \frac{\alpha i}{1-(1-\alpha i)\sum_{j=1}^{i-1} g\left(\frac{di}{dj}\right)yi - \sum_{j=i+1}^{n} f\left(\frac{dj}{di}\right)yi} \qquad \text{(II.8)}$$

Où di et dj représentent le diamètre des particules alors que f et g sont respectivement des fonctions qui tiennent compte de l'effet de desserrement et de l'effet de paroi.

B. Modèle de viscosité

Le modèle de viscosité a été développé par MOONEY **[45]**. Ce modèle permet d'exprimer la viscosité relative η_r (exprimée par rapport à celle de l'eau) d'un mélange granulaire par la formule suivante:

$$\eta_r = \exp\left(\sum_{i=1}^{n} \frac{2.5yi}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{Ci}}\right) \qquad \text{(II.9)}$$

Où :

Φ : représente le volume solide total du mélange (concentration solide) ;

Comme on peut le constater, pour un empilement de grains donné, la viscosité relative diverge lorsqu'il existe une valeur de i pour laquelle ϕ = Ci. Le volume de liquide devient alors la porosité du système granulaire sec. Malheureusement, ce modèle est inutilisable lorsque les suspensions sont très concentrées (par exemple pour les bétons), car les valeurs croissent trop vite par rapport à l'expérience.

C. Modèle de suspension solide de Larrard

Le modèle de suspension solide est une synthèse des deux modèles décrits précédemment. Ce modèle a été développé par DE LARRARD **[41,42]** au LCPC de Paris. Ce modèle permet de formuler de nouvelles fonctions d'interaction qui dépendent, non seulement du diamètre des grains, mais aussi de leur compacité propre. Ce modèle permet également de traiter le cas des mélanges ayant des grains de même taille, mais de compacité propre différente, ce qui est souvent le cas en pratique.

Le modèle est basé sur une étude de la viscosité des mélanges granulaires. En théorie, un empilement de sphères homométriques peut atteindre une compacité de 0,74 si elles sont empilées grain par grain. Cette compacité se nomme la compacité propre virtuelle (β_i). En pratique, l'empilement des grains est réalisé par des moyens de mise en place énergétique tels que la vibration ou la compression. La compacité pour un tel empilement ne dépasse pas 0,64.

La viscosité d'un mélange de grains ayant empilement aléatoire est grande, mais finie. Cette viscosité sera d'autant plus élevée que le mélange sera compact. Dans ce contexte, pour un empilement uni modal de taille d_j dont la compacité propre est α_i, et la compacité propre virtuelle est β_i, la viscosité s'exprime par l'équation suivante:

$$\eta^{*}_{r,i} = \exp\left(\frac{2.5}{\frac{1}{\alpha i} - \frac{1}{\beta i}}\right) \qquad \text{(II.10)}$$

Comme nous l'avons déjà souligné, le modèle prend également en considération le cas d'un mélange de grains de même taille, mais de compacité propre différente. Soit deux classes de grains dont $d_1 = d_2$, mais de compacité virtuelle différente $\beta_1 \neq \beta_2$. Dans ce cas, DE LARRARD a fait l'hypothèse qu'il n'existe aucune synergie de compactage entre les deux populations : tout se passe comme si elles occupaient séparément deux parties du récipient de volume respectif Φ_1/β_1 et Φ_2/β_2. La compacité moyenne s'écrit alors:

$$\gamma = \frac{\beta 1}{1 - y2\left(1 - \frac{\beta 1}{\beta 2}\right)} \qquad \text{(II.11)}$$

$$\gamma = \frac{\beta 2}{1 - y1\left(1 - \frac{\beta 2}{\beta 1}\right)} \qquad \text{(II.12)}$$

En prenant en considération les effets d'interactions mentionnés dans le modèle linéaire de compacité granulaire, soit l'effet de desserrement et l'effet de paroi, on obtient l'expression de la compacité virtuelle γ d'un mélange multimodal avec la formule suivante:

$$\gamma_i = \frac{\beta i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1}\left(1 - \beta i + bij\,\beta i\left(1 - \frac{1}{\beta j}\right)\right)yi - \sum_{j=i+1}^{n}\left(1 - aij\left(\frac{\beta i}{\beta j}\right)\right)yj} \qquad \text{(II.13)}$$

Le coefficient b_{ij} illustre l'effet de paroi subi par l'empilement des grains 2 au voisinage des grains 1, tandis que le coefficient a_{ij} exprime l'effet de desserrement exercé par les grains 2 sur l'empilement des grains 1.

Ces coefficients ont été déterminés par étalonnage des mélanges granulaires binaires, tel que décrit par De Larrard et al **[42]**.
Le modèle de suspension solide est donc constitué de l'équation (II.13) pour le calcul des termes γ_i et de l'équation (II.10) pour le calcul de la compacité réelle.

D. Modèle de l'Empilement Compressible

Le modèle d'Empilement Compressible est la dernière version des différents modèles d'empilement développés au LCPC. Ce chapitre présente ses fondements, sa validation et son utilisation pour les mélanges confinés et son intégration dans un logiciel de calcul **[41]**.

II.4.3.2 Notion d'indice de compaction

Le modèle d'empilement compressible, tel que décrit par De Larrard, repose sur la notion de compacité virtuelle (γ) d'un mélange granulaire. La compacité virtuelle se définit comme étant la compacité maximale que l'on peut atteindre pour un mélange granulaire donne, si l'on considère que les particules sont indéformables et sont placées une par une afin d'occuper le moins d'espace possible. Par exemple, pour un mélange de billes de même grosseur, la compacité maximale γ que l'on peut atteindre en plaçant les billes une par une est de 0,74. Si l'on considère les mêmes billes mais compactées par un processus aléatoire, la compacité sera alors plus faible ; variant de 0,60 à 0,64.

Le modèle peut être utilisé pour prédire la compacité virtuelle d'un mélange granulaire à partir de sa distribution granulométrique et de la compacité virtuelle β_i de chaque classe de grains le composant.

L'équation générale du modèle représente la compacté virtuelle d'un mélange granulaire de n classes lorsque la classe i est dominante :

$$\gamma_i = \frac{\beta i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1}\left(1 - \beta i + bij\,\beta i\left(1 - \frac{1}{\beta j}\right)\right)yi - \sum_{j=i+1}^{n}\left(1 - aij\left(\frac{\beta i}{\beta j}\right)\right)yj} \qquad \text{(II.14)}$$

Où :

γ_i : compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe i est dominante ;
β_i : compacité virtuelle propre de la classe i empilée isolement ;
y_i : fraction volumique d'une classe par rapport au volume total du mélange solide ;
On a alors :

$$\gamma = \min_i(\gamma_i) \qquad \text{(II.15)}$$

Les coefficients a_{ij} et b_{ij}, représentent respectivement l'effet de desserrement et l'effet de paroi exercé par les grains. Ces coefficients ont été déterminés par étalonnage des mélanges granulaires binaires, tel que décrit par De Larrard et al **[43, 44]**. Les équations obtenues sont les suivantes :

$$a_{ij} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{dj}{di}\right)^{1.02}} \qquad \text{(II.16)}$$

$$b_{ij} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{di}{dj}\right)^{1.50}} \qquad \text{(II.17)}$$

Où :
d_i : est le diamètre de moyen de la classe i ;

Le modèle d'empilement compressible permet de passer de la compacité virtuelle, qu'on ne peut atteindre en pratique, à la compacité réelle du mélange granulaire qui est fonction de l'énergie déployée lors de sa mise en place. Un scalaire, l'indice de serrage K, permet de relier la compacité virtuelle (γ) à la compacité réelle (Φ). Ce scalaire dépend uniquement du protocole de mise en place du mélange granulaire. Si K tend vers l'infini, la compacité tend vers la compacité virtuelle γ.

La forme générale de l'équation de l'indice de serrage est la suivante, pour n classes :

$$K = \sum_{i=1}^{n} Ki = \sum_{i=1}^{n} \frac{\frac{yi}{\beta i}}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma i}} \qquad \text{(II.18)}$$

Où Φ : compacité réelle d'un mélange granulaire ;

Les valeurs de l'indice K sont calées sur des mélanges binaires pour chaque procédé de compactage. Le tableau II.6 présente quelques valeurs courantes.

Tableau II.6 : Indice de compaction pour différents protocoles **[45, 46]**.

Mise en place	Simple versement	Piquage	Vibration	Vibration + Compression 10 kPa	Empilement virtuel
Indice de compaction	4,1	4,5	4,75	9	Infini

Dans la pratique, on mesure la compacité réelle Φ de chaque constituant du mélange (liant, sable, gravillons, etc.) suivant des procédures décrites par Sedran et De Larrard **[45]**. On pose l'hypothèse qu'un constituant est un mélange de classes ayant toutes la même compacité virtuelle β. On peut alors déduire, pour chaque constituant, les valeurs $\beta_i = \beta$ correspondantes à partir des équations II.14 et II.18. Connaissant ces valeurs, la compacité virtuelle γ de n'importe quel mélange peut être calculée à l'aide de l'équation II.14. Et enfin, la compacité réelle du mélange est obtenue par l'équation II.18.

II.4.3.3 Données de base du modèle d'empilement compressible [35, 45, 46]

Le modèle théorique de suspension solide exige de connaitre certaines propriétés des constituants tales que la compacité, la densité, la granularité et la surface spécifique. La détermination des grandeurs physiques est nécessaire pour utiliser le modèle.

La granularité des constituants tels que, le sable et la pierre sont obtenues par tamisage. Celle du ciment est déterminée par granulométrie au laser. Par contre, si le ciment est utilisé en présence de superplastifiant, la mesure est effectuée dans l'alcool et après dispersion aux ultrasons; sinon elle a lieu dans l'eau, ceci afin de prendre en considération le phénomène de floculation.

Enfin, pour les particules ultrafines, la détermination de la granularité est effectuée à l'aide d'un sérigraphe après dispersion aux ultrasons.

La compacité de la pierre est déterminée de la façon suivante. On place le matériau dans un cylindre métallique ($\phi 16x32$) d'environ 7,5 kg, ou celui-ci est fixé à une table vibrante. On dépose sur le matériau une surcharge d'environ 10 kPa. Cet échantillon est soumis par la suite à une vibration pendant 1 minute. La compacité est calculée de la façon suivante:

$$C = \frac{m}{\rho x V} \qquad \text{(II.19)}$$

ù C est la compacité, m la masse du matériau en kg ;
ρ : est la masse volumique en kg/m^3 et V est le volume total final en m^3 ;

Pour un matériau d'une grande étendue granulaire, on doit séparer en classes granulaires l'ensemble de la granulométrie. Cette séparation doit être faite de manière à s'assurer que, pour chaque classe, le diamètre du plus petit grain soit inférieur ou égal à 4 fois celui du plus petit grain. La mesure de la compacité s'effectue comme pour la pierre sauf que la masse de l'échantillon doit être d'environ 3 kg.

Enfin, pour les poudres (ciment, cendres volantes, fumée de silice et autres ajouts minéraux), la mesure de la compacité est en fait une mesure de demande en eau. On mélange une certaine quantité de poudre à l'eau dans un malaxeur à mortier. Par essais successifs, on détermine le poids d'eau juste nécessaire pour faire passer le mélange de l'état de terre humide à l'état de pate lisse. La compacité de la poudre est donnée par:

$$C = \frac{1000}{1000+\rho' \frac{Pe}{Pp}} \qquad \text{(II.20)}$$

Où :
P_e : le poids de l'eau, P_p le poids de la poudre ;
ρ' : la masse volumique de la poudre en kg/m^3 ;

II.5 Propriété du BCR

De consistance sèche, le BCR possède, à l'état frais, des propriétés distinctes du béton plastique. Un mélange de BCR correctement formulé développe de bonnes résistances mécaniques (module élastique, résistances à la compression et à la flexion) de même qu'une bonne durabilité au gel/dégel en utilisant des teneurs en ciment inférieurs au béton plastique. Ses propriétés mécaniques sont généralement supérieures au béton plastique usuel.

II.5.1 BCR à l'état frais

II.5.1.1 Ouvrabilité

La maniabilité est une propriété importante du BCR à l'état frais. Elle détermine la facilité de mise en place et fournit une indication de l'uniformité de la production du BCR.

Un mélange de BCR, avec une maniabilité trop élevée (mélange plus humide) indique que le volume de pâte (ou la quantité d'eau) est trop important. Cette maniabilité élevée a de nombreuses incidences sur les propriétés finales du matériau comme sur sa mise en place. Cette augmentation du rapport eau / liant se traduit par une diminution des propriétés mécaniques et de la durabilité. En ce qui concerne la mise en place du BCR au chantier, cette plus grande « fluidité » du mélange favorisera la création de pressions interstitielles dans le matériau compacté et une déformabilité excessive lors du passage des équipements de compactage, menant à la formation d'ondulation à la surface du revêtement.

La qualité de la surface peut être réduite en raison de l'adhérence accrue de la pâte avec les rouleaux d'acier des équipements de compactage. En contrepartie, une maniabilité trop faible (mélange plus sec) survient lorsque la teneur en eau du mélange est insuffisante ou inadéquate (le volume de pâte ne suffit pas à combler les vides entre les granulats). Comme pour le cas précédent, cette consistance trop sèche aura comme conséquence d'augmenter le volume de vides de compactage ce qui entraînera une diminution des propriétés mécaniques et de la durabilité.

De plus, une faible maniabilité provoque généralement une augmentation de la ségrégation lors de la fabrication, du chargement, du transport et de la mise en place du BCR de même qu'un fini de surface généralement plus ouvert.

Finalement, ce manque de maniabilité réduit l'adhérence entre les couches et les joints. Concrètement, une variation du dosage en eau d'un à deux litres/m^3 peut avoir un effet sensible sur la maniabilité du mélange et sur les opérations de mise en place [26].

La teneur en eau idéale est déterminée à partir d'un essai Proctor modifié; elle est généralement comprise entre 4 et 7 % de la masse des matériaux secs **[32]**.

D'après C.D. Atis et al. [38], la quantité d'eau minimale utilisé est de 159 l/m^3, et la valeur maximale est de 176 l/m^3, les valeurs sont résumées dans le tableau II.6, ou K1-00 est dosage 200 kg/m^3 (et 300 et 400 kg/m^3 de ciment utilisé) avec 0% de cendres volantes (jusqu'à 45% de cendres volantes utilisées).

La résistance à la compression après 7 jours est constante pour des quantités d'eau entre 140 et 170 l/m^3, il y a une chute pour des valeurs entre 120-130 l/m^3, dans ce cas le béton est très sec. La composition finale du béton, correspond, à une valeur d'eau de 150 l/m^3, cette quantité est nécessaire pour que le béton soit compactable dans des meilleures conditions, et donc d'obtenir des excellentes propriétés mécaniques à jeune âge **[47]**.

Les quantités d'eau trouvées par L. Courard et al. **[47]**, sont résumées dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Composition pour 1 m^3 de BCR **[47]**.

Mix no.	NPC (kg/m^3)	FA (kg/m^3)	Water (L/m^3)	Agregates (kg/m^3)	Optimal w/(c+fa) ratio
K1-00	200	0	164	2100	0.82
K1-15	170	30	166	2100	0.83
K1-30	140	60	168	2100	0.84
K1-45	110	90	170	2100	0.85
K2-00	300	0	159	1950	0.53
K2-15	255	45	162	1950	0.54
K2-30	210	90	165	1950	0.55
K2-45	165	135	168	1950	0.56
K3-00	400	0	160	1800	0.40
K3-15	340	60	164	1800	0.41
K3-30	280	120	168	1800	0.42
K3-45	220	180	176	1800	0.44

Tableau II.8 : Quantité d'eau des BCR **[47]**.

Mix	Total water (L/m^3)
1	170
2	160
3	150
4	145
5	140
6	130
7	120

Ces résultats sont représentés dans le graphe compacité des mélanges en fonction de E/C_{eff}, telle que la compacité maximale de 0,869 correspond à un rapport E/C de 0,34 (figure II.16).

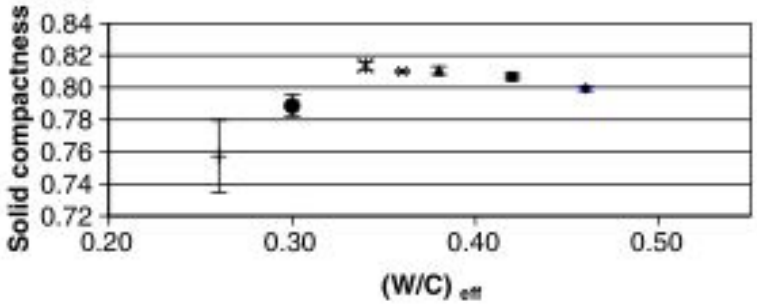


Figure II.16 : Compacité en fonction de E/C_{eff} pour un S/G optimal.

Et par comparaison des densités trouvées par l'essai Proctor modifié et par la vibration sous pression, ces chercheurs ont remarqué que ces densités sont comparable pour une teneur en eau compris entre 6,46 et 7,85 sachant que si on diminue ce pourcentage, la densité trouvé par vibration sous pression se diminue par rapport à celle obtenue par l'essai Proctor modifié (tableau II.9).

Tableau II.9 : Densité du BCR donné par Proctor modifié.

Water content W(%)	Proctor modified test ρd (kg/m^3)	Vibration weighing test ρd (kg/m^3)
7.85	2190	2225
7.39	2224	2246
6.93	2229	2245
6.46	2227	2244
6	2204	2167
5.54	2124	2068

D'après DELHEZ Pascal **[48]**, la teneur en eau optimale a été déterminer par la réalisation de 7 gâchés notés, la quantité d'eau varie entre 120 à 180 (l/m^3), le rapport E/C trouvé est de 0,32 à 0,56 et le rapport S/G =0,6:

Tableau II.10 : Teneur en eau optimal des différents mélanges.

Dénomination	Eau totale (l/m^3)	Eau efficace (l/m^3)	$(E/C)_{efficace}$
DP G1	180	140,5	0,56
DP G3	160	120,5	0,48
DP G4	150	110,5	0,44
DP G5	140	100,5	0,40
DP G6	145	105,5	0,42
DP G14	130	90,5	0,36
DP G15	120	80,5	0,32

Pour chaque quantité d'eau, la densité humide et sèche est mesurée, les résultats de l'essai Proctor modifié sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.11: Résultats de l'essai Proctor modifié.

E (l/m^3)	ρ_h (kg/m^3)	W (kg/m^3)	ρ_d (kg/m^3)
170	2362	7,85	2190
160	2388	7,39	2224
150	2384	6,93	2229
140	2371	6,46	2227
130	2336	6,00	2204
120	2241	5,54	2124

Ces résultats sont représentés dans le graphe masse volumique à l'état sec ρ_d en fonction de la teneur en eau W (figure II.17). L'optimum Proctor se situe pour une teneur en eau comprise entre 6,46 % et 7,39 %. Ces valeurs de teneur en eau correspondent à une teneur en eau totale de 140 l/m^3 à 160 l/m^3.

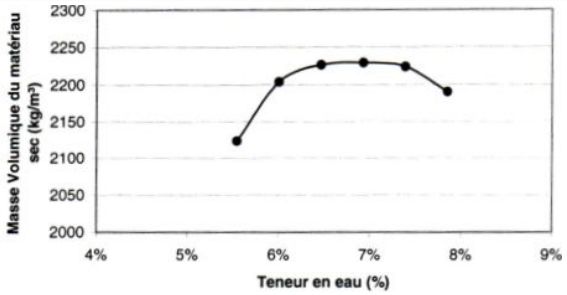


Figure II.17 : Résultat de l'essai Proctor modifié.

Selon DEBIEB Farid **[49]**, la démarche vise à faire vérifier la teneur en eau totale en gardant le même squelette granulaire de la composition BCRR-NV4. C'est la mesure de résistance en compression sur le béton qui est optimisée.

Tableau II.12: Optimisation de la quantité d'eau pour le rapport S/G optimal.

	$E/C_{effi.}$	$E_{effi.}$	E_{tot}	E_{abs} (G+S)	Rc 7j (MPa)
BCRR–NV7	0,38	95,5	224	128,6	22,50
BCRR–NV8	0,36	90	219	128,6	17,75
BCRR–NV9	0,32	80	209	128,6	26,00
BCRR–NV10	0,40	100	229	128,6	22,25
BCRR–NV11	0,42	105	233	128,6	16,75

Sur la figure II.18 résume la résistance à la compression à l'âge de 7 jours en fonction de E/C_{eff}. La résistance est optimale avec un rapport E/C égale à 0,32.

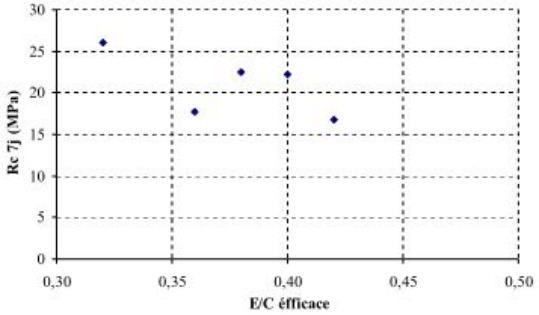


Figure II.18 : Résistance à la compression à 7 jours en fonction de E/C_{eff}.

SAADI A. **[39]**, a trouvé la teneur en eau optimale par l'essai Proctor modifié des 8 mélanges formulé à base de granulats de différentes carrières, la teneur en eau était variable entre 3,5 % à 7 %. Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Résultats de l'essai Proctor modifié.

HB1	**W (%)**	3,41	3,84	4,28	5,14
	ρ_d (kg/m^3)	2339,89	2397,78	2455,34	2437,94
HB2	**W (%)**	4,72	5,25	5,784	/
	ρ_d (kg/m^3)	2391,79	2398,96	2392,2	/
HO1	**W (%)**	4,28	4,67	5,06	5,44
	ρ_d (kg/m^3)	2415,49	2430,64	2499,99	2449,75
HO2	**W (%)**	5	5,5	6	/
	ρ_d (kg/m^3)	2446,72	2450,5	2448,56	/
DB1	**W (%)**	5	6	7	/
	ρ_d (kg/m^3)	2398	2411	2388,47	/
DB2	**W (%)**	5	6	7	/
	ρ_d (kg/m^3)	2408,81	2418,12	2395,52	/
DO1	**W (%)**	3,914	4,187	4,608	5,02
	ρ_d (kg/m^3)	2362,84	2385,62	2412,1	2406,23
DO2	**W (%)**	5	6	7	/
	ρ_d (kg/m^3)	2419,59	2435,92	2413,5	/

La quantité d'eau optimale de ces mélanges est donnée par le tableau II.14 :

Tableau II.14 : Propriétés à l'état frais des BCR.

Mélange du béton	Eau (E) Optimum Proctor (kg/m^3)
HB1	125,00
HB2	136,50
HO1	141,00
HO2	142,50
DB1	129,35
DB2	138,60
DO1	139,70
DO2	140,75

ZDIRI M. **[50]**, a compacté le BCR au laboratoire par l'utilisation du procédé Proctor modifié qui correspond à une énergie de compactage assimilable à l'énergie donnée par un rouleau compacteur.

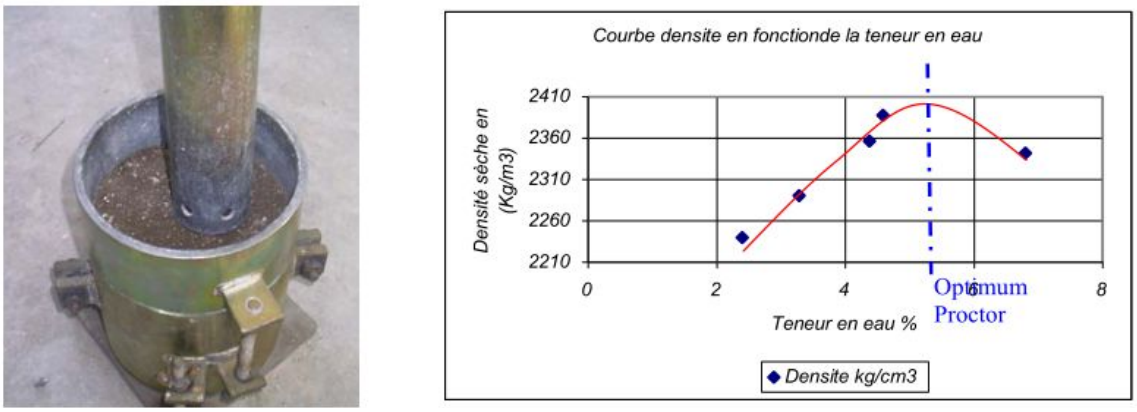


Figure II.19 : Compactage du BCR et variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau.

Ali Mardani-Aghabaglou et al **[51]**, ont mesuré la densité d'un BCR à l'état frais par le même procédé Proctor modifié mais par l'introduction de 20% de cendre volante, et par comparaison de leur béton de référence, ils ont remarqué une chute considérable de densité.

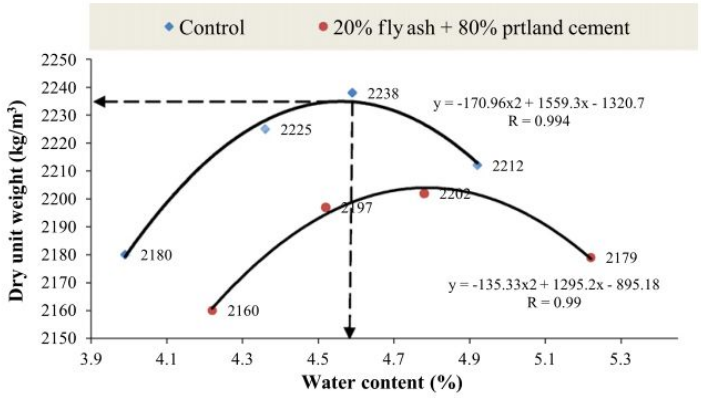


Figure II.20 : Relation entre la teneur en eau optimal et la densité du BCR.

Selon Mahmoud Nili et al **[52]**, ont fabriqué un BCR avec différents dosages de ciment et différent ajouts (fumée de silice, cendre volante et la pouzzolane naturelle), et ont trouvé un rapport E/L qui varie entre 0,36 à 0,43.

Tableau II.15 : Différents dosage d'un BCR (kg/m^3).

Mix code	Cement	Silica fume	Fly ash	Natural pozzolan	Water	Water reducer	Sand	Coarse agg. (5–12.5 mm)	Coarse agg. (12.5–19 mm)	W/b
300-REF	300	-	-	-	107.5	2.26	1006	415	603	0.36
300-SF	276	24	-	-	107.5	2.26	1006	415	603	0.36
300-FA	240	-	60	-	107.5	2.26	1006	415	603	0.36
300-NP	240	-	-	60	107.5	2.26	1006	415	603	0.36
250-REF	250	-	-	-	107.5	1.89	1008	425	615	0.43
250-SF	230	20	-	-	107.5	1.89	1008	425	615	0.43
250-FA	200	-	50	-	107.5	1.89	1008	425	615	0.43
250-NP	200	-	-	50	107.5	1.89	1008	425	615	0.43

Farshid Vahedifard **[53]**, a utilisé comme ajout dans le BCR (la poudre de pierre et la fumée de silice), avec deux dosages différents de ciment, il a trouvé une variation de E/C entre 0,41 à 0,47. Les différents résultats sont récapitulés dans le tableau II.16 :

Tableau II.16 : Différents mélanges du BCR.

Mixture	Cementitious materials (kg/m^3)			Water (kg/m^3)	w/cm	Sand (kg/m^3)	Gravel (kg/m^3)
	Portland cement	Pumice	Silica fume				
12% cm (Cement Type II)							
C12	238	–	–	98	0.41	1127	918
12% cm (0.9 Type II + 0.1 pumice)							
C12P10	215	22	–	98	0.41	1127	918
12% cm (0.7 Type II + 0.3 pumice)							
C12P30	167	67	–	98	0.42	1127	918
12% cm (0.9 Type II + 0.1 silica fume)							
C12S10	215	–	17	98	0.42	1127	918
15% cm (Cement Type II)							
C15	281	–	–	128	0.46	1064	867
15% cm (0.9 Type II + 0.1 pumice)							
C15P10	253	26	–	128	0.46	1063	867
15% cm (0.7 Type II + 0.3 pumice)							
C15P30	197	79	–	128	0.46	1064	867
15% cm (0.9 Type II + 0.1 silica fume)							
C15S10	253	–	20	128	0.47	1064	867

II.5.1.2 Ségrégation

La ségrégation peut être définie comme la séparation des constituants d'un matériau hétérogène de sorte que leur distribution n'est plus uniforme. Dans le cas du béton, ce sont les différences de grosseurs des granulats ainsi que celles des masses volumiques des constituants du béton qui sont la cause principale de la ségrégation. Ainsi, les risques de ségrégation peuvent être contrôlés par le choix d'une granulométrie appropriée et les soins pris lors de la mise en place du béton **[35]**.

Le BCR est particulièrement sensible à la ségrégation en raison du faible volume de pâte et conséquemment, du faible volume d'eau de gâchage. La ségrégation est fonction de la granulométrie, de la grosseur nominale du granulat grossier et des caractéristiques de la pâte. La ségrégation du BCR peut se produire à toutes les étapes de sa manipulation. Lors du chargement des camions à bennes basculantes, la hauteur de chute doit être réduite au minimum et le BCR frais doit être déversé uniformément sur toute la longueur de la benne du camion : un tiers du chargement à l'avant, un tiers au centre et un tiers à l'arrière.

Si le chargement du BCR dans la benne du camion est déversé de manière inadéquate, le transport du BCR augmentera sûrement la ségrégation du matériau. Des précautions doivent donc être prises pour éviter toute ségrégation du matériau lors des premières étapes de sa manipulation **[26]**.

La dimension maximale des granulats est limitée à 20/22 mm, parfois moins, dans le BCR utilisé dans les routes, afin d'éviter la ségrégation, de rendre le malaxage plus facile et d'améliorer l'uni. Par exemple dans des routes à faible trafic construites en Espagne, des granulats avec une dimension maximale atteignant 38mm ont été employés, mais dans ce cas, un talochage mécanique est réalisé pour remplir les nids de cailloux éventuels en surface **[25,32]**.

Les facteurs affectant la ségrégation sont principalement :

- le pourcentage des gros particules (>25 mm) ;
- la réduction de la quantité des fines (ciment et sable) ;
- la variation de la forme des particules loin de la forme sphérique et lisse ;
- le béton très mou ou très sec (BCR) **[36]** ;

II.5.2 BCR à l'état durci

Les méthodes de formulation des BCR développées récemment permettent de produire des mélanges de BCR à compacité optimale. Un mélange de BCR correctement formulé possède des propriétés à l'état durci supérieurs à celles d'un mélange de béton plastique pour une même quantité de liant et pour un même rapport eau/liant **[26]**.

Comme pour les mélanges de béton plastique, les propriétés du BCR à l'état durci dépendent de la nature et de la quantité de liant, du rapport eau/liant ainsi que de la qualité des granulats. De plus, les propriétés à l'état durci du BCR sont particulièrement influencées par le degré de compactage.

Une étude expérimentale réalisée sur des éprouvettes de béton prélevées sur des sections d'essais consolidées à différents degrés de compactage (90, 95 et 98 % par rapport à la masse volumique humide de référence) a montré qu'une diminution du degré de compactage de 3 % (de 98 % à 95 %) réduit la résistance à la compression de près de 30 %. Cette diminution de la densité réduit évidemment la durabilité du béton **[26,54]**.

II.5.2.1 Propriétés mécaniques

Le comportement mécanique du BCR est principalement influencé par le faible volume de pâte. Le squelette granulaire compact des mélanges de BCR contribue grandement aux excellentes performances mécaniques par rapport aux bétons plastiques.

A. Résistance à la compression

L'optimisation des proportions des matériaux secs des mélanges de BCR permet d'obtenir d'excellentes résistances à la compression malgré les faibles teneurs en ciment de ces bétons. La diminution de la porosité du squelette granulaire mène à la réduction de la teneur en particules fines, c'est-à-dire, ciment, fumée de silice, cendres volantes, laitiers et autres matériaux fins. Une plus petite quantité de pâte est donc requise pour lier tous les granulats **[26]**.

En effet, le contact intime granulat-granulat gène la propagation des fissures en raison de leur meilleure disposition. Les propriétés de la matrice cimentaire expliquent aussi les résistances à la compression élevée de ces mélanges. La résistance de la matrice cimentaire est grandement influencée par la porosité du système. Le faible rapport eau/liant de ces mélanges produit une matrice cimentaire peu poreuse favorisant ainsi des résistances à la compression élevée **[26]**.

L'Allemagne recommande une résistance à la compression de 40MPa pour les revêtements en BCR supportant directement le trafic. L'âge ou les essais sont réalisés dépend du type du liant, 28 jours étant le plus usuel **[25]**.

M.A.H. Abdel Halim et al **[55]**, on trouvé une valeur minimum de la résistance à la compression sur carotte a 93 jours, est de 6.7 MPa, et 12.4 MPa comme maximum, avec une moyenne de 9.4 MPa.

Courard et al **[56]**, ont observé une augmentation de la résistance à la compression avec l'augmentation de la compacité du mélange (figure II.21).

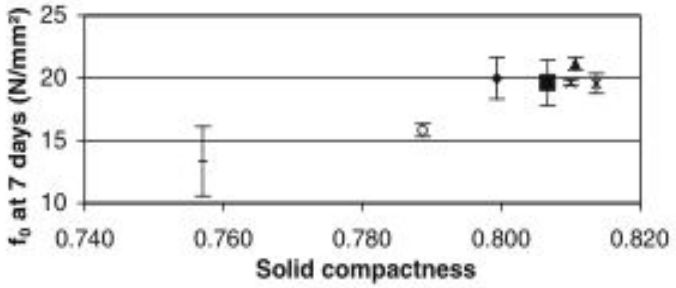


Figure II.21 : Résistance à la compression à 7 jours en fonction de la compacité.

D'après Saloua El Euch Khay et al **[57]**, ont trouvé une résistance à la compression atteint 20 MPa pour 3 mélanges différents, et une résistance à la flexion ne dépasse pas 3 MPa mais concernant la résistance à la traction est d'environ 2 MPa à l'âge de 88 jours.

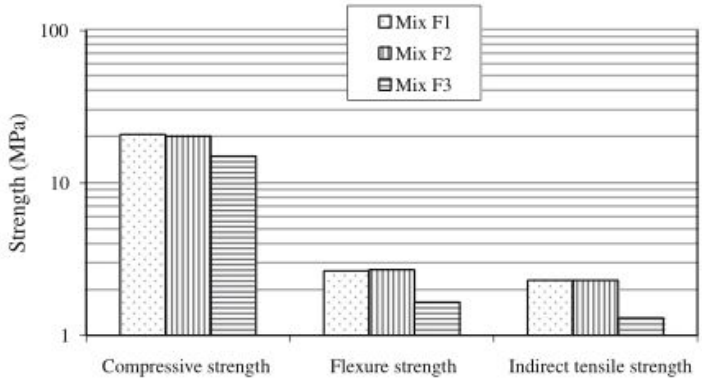


Figure II.22 : Résultats des propriétés mécaniques sur 3 mélanges à l'âge de 88 jours.

Selon M. Najimi et al **[58]**, les valeurs de la résistance à la compression et résistance à la flexion des quatre mélanges réalisés dans 4 âges différents sont données dans le tableau II.17 :

Tableau II.17 : Résistance mécanique des mélanges.

Mixture	Compressive strength (MPa)				28 days flexural strength (MPa)
	1 day	7 days	28 days	90 days	
ACI-10	21	51	63	69	7.4
ACIM-10	22	50	66	71	7.6
DP-5	10	34	61	64	6.6
DP-7	9	32	46	49	5.2

Ces mélanges sont représentés sur le graphe (figure II.23), telle que la résistance à la compression augmente en fonction de l'âge.

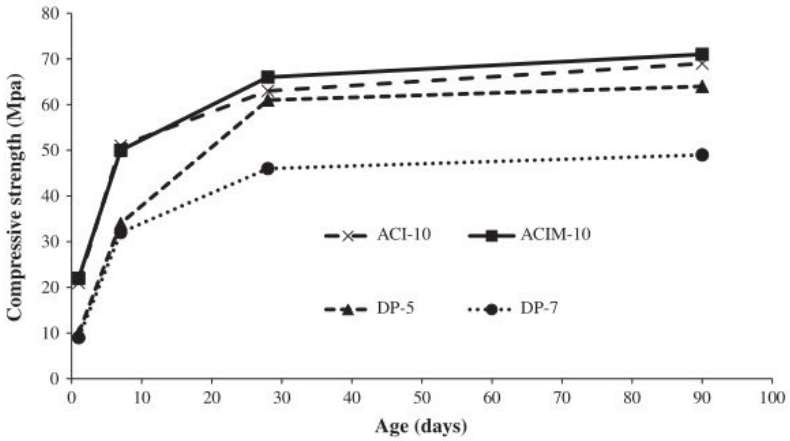


Figure II.23 : Résistance à la compression en fonction de l'âge.

Mahmoud Nili et al **[52]**, ont réalisé des BCR à l'âge de 14 et 28 jours, et ont trouvé une résistance comparable pour tous les mélanges avec une valeur limite de 27,5 MPa.

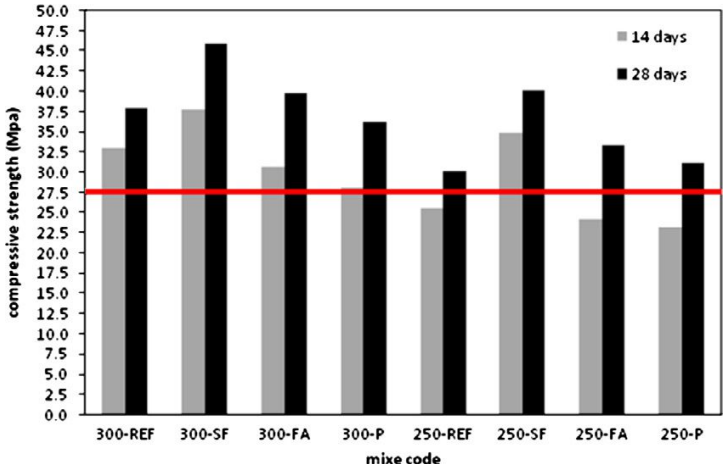


Figure II.24: Résistance à la compression des éprouvettes.

D'après Farshid Vahedifard et al **[53]**, comme il était montré sur la Figure II.24, l'usage de la fumée de silice a augmenté la résistance en compression plus efficacement que la pierre ponce, les spécimens qui ont été utilisés dans cette étude. Les plus hauts résultats de la résistance ont été observés pour C15S10 qui a donné des résistances en compression de 27,1 MPa et 34.3 MPa aux âges de 14 et 28 jours, respectivement. La plus basse résistance a été observée pour C12P30 qui est de 15,9 et 18,7 MPa aux âges de 14 et 28 jours respectivement.

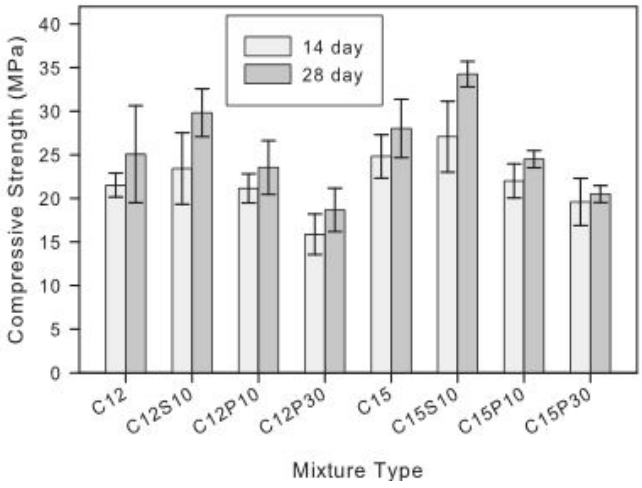


Figure II.25: Résistance à la compression des différents mélanges.

Delhez pascal **[48]**, a fabriqué deux BCR, l'un avec les granulats naturels et l'autre avec les granulats recyclés hydrocarbonés. La résistance en compression à 7 jours sur éprouvettes cylindriques est beaucoup plus élevée pour les BCR à partir des granulats naturels (chute de résistance de ± 40%). Cela provient certainement du fait que les granulats recyclés utilisés sont de moins bonne qualité, moins résistants, que les granulats naturels.

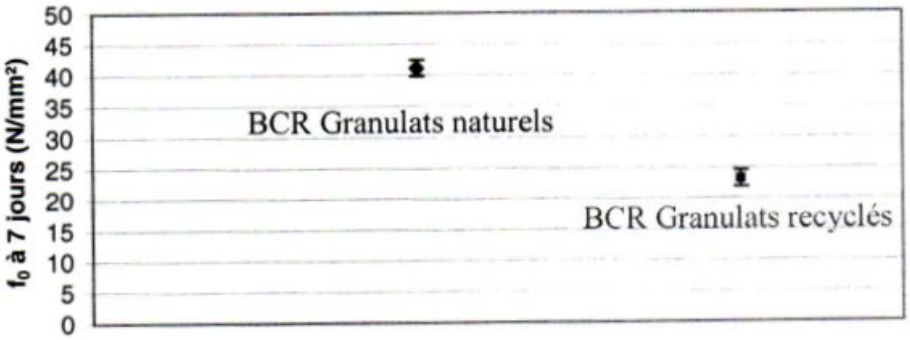


Figure II.26: Résistance à la compression à 7 jours sur des BCR à partir de granulats recyclés et naturels.

A l'âge de 28 jours, la résistance des bétons recyclés augmente par rapport à l'âge de 7 jours mais reste inférieure au BCR naturel, cette augmentation étant de l'ordre de 5 N/m² pour les deux BCR réalisés.

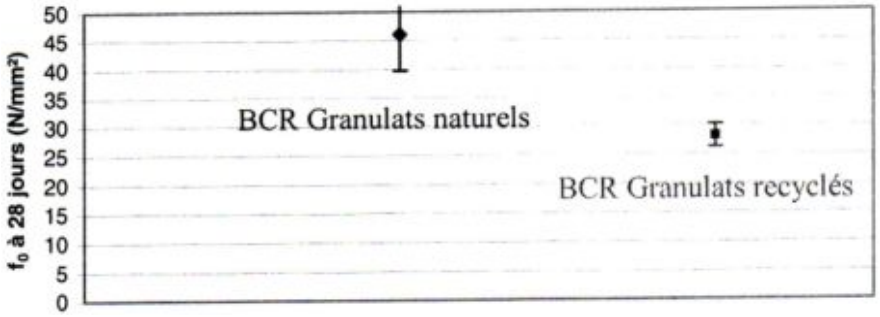


Figure II.27: Résistance à la compression à 28 jours sur des BCR à partir de granulats recyclés et naturels.

Si le critère de choix principal est la résistance en compression à 7 jours sur des éprouvettes cylindriques (ϕ=16 cm, h=32 cm), alors la teneur en ciment ne devrait pas descendre en dessous de 200 kg/m^3 puisqu'elle chute lorsqu'on descend à une teneur en ciment de 175 kg/m^3. Donc la résistance à la compression des BCR augmente avec l'augmentation du dosage en ciment, et elle est optimale à 250 kg/m^3.

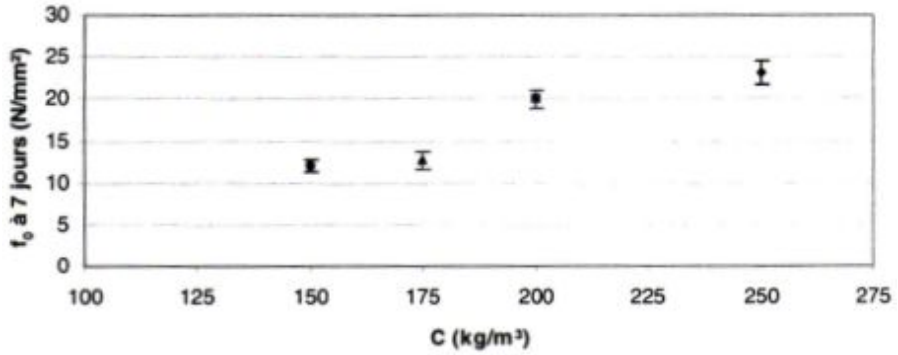


Figure II.28: Résistance à la compression à 7 jours lors de la variation de la teneur en ciment.

Selon Saadi A. **[22]**, a fabriqué quatre mélanges BCR de différentes carrières, a trouvé que les deux mélanges D.B.2 et H.B.2 ont une résistance à la compression à 90 jours environ 10 MPa, mais pour les deux autres cette résistance atteint 20 MPa.

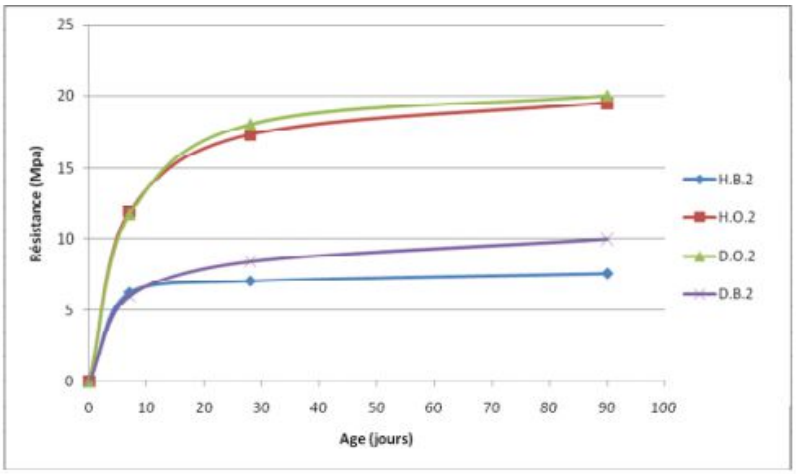


Figure II.29: Evolution de la résistance à la compression des BCR dosé à 250 kg/m^3 avec l'âge.

D'autre part, ZDIRI et al **[59]**, L'évolution de la résistance du béton compacté au rouleau est liée à la qualité et le dosage en ciment ainsi qu'au taux d'hydratation du ciment.

Plus la quantité de ciment est importante, plus l'évolution est plus rapide, surtout qu'une fois mis en place le BCR doit supporter, dans la majorité des cas, à jeune âge des charges routières très importantes, les travaux de ZDIRI et al pour l'année 2005 **[59]**, sont résumés dans la figure II.30, les résultats de la recherche pour l'année 2006 **[31]** sont résumés dans les figures II.31 à II.33.

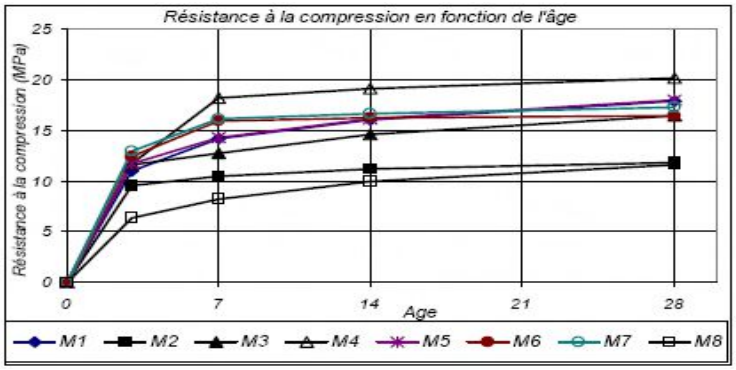


Figure II.30 : Courbes de variation de la résistance en fonction de l'âge pour les huit mélanges du BCR **[59]**.

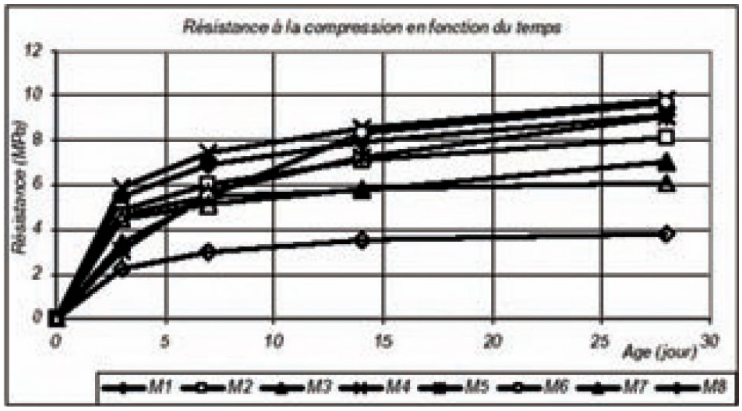


Figure II.31 : Variation des résistances à la compression des mélanges de 1 à 8, dosage 150 kg de ciment **[31]**.

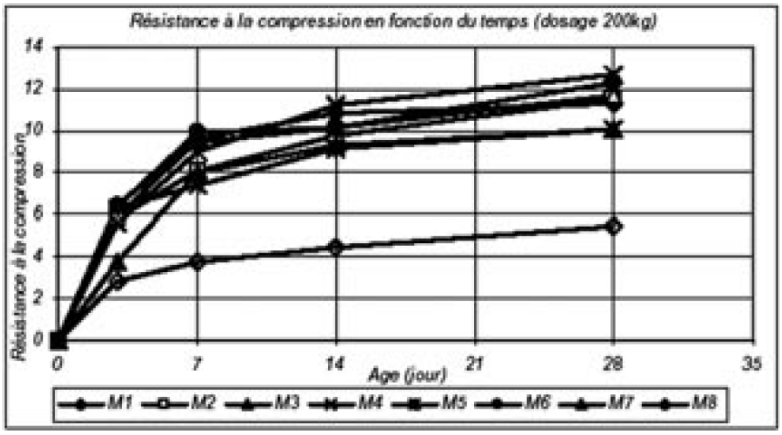


Figure II.32 : Variation des résistances à la compression des mélanges de 1 à 8, dosage 200 kg de ciment **[31]**.

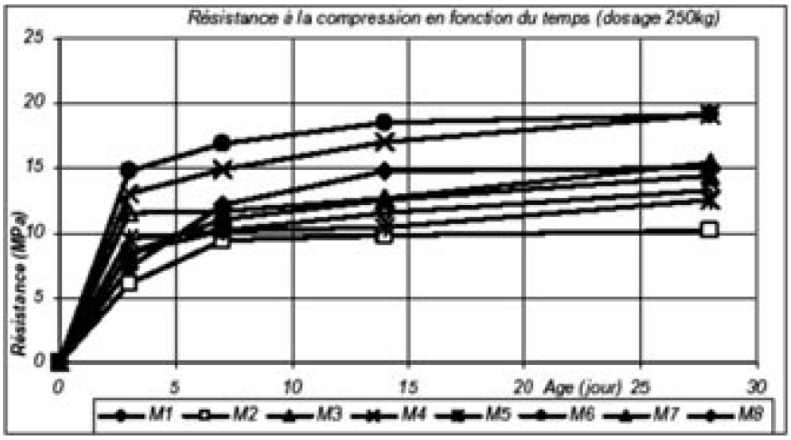


Figure II.33 : Variation des résistances à la compression des mélanges de 1 à 8, dosage 250 kg de ciment **[31]**.

La composition de béton de C. Duran Atis **[60]**, est présentée dans le tableau II.8, et les résultats sont présentés dans les tableaux II.9 et II.10, où M0W ouvrable et M0Z (zéro slump). M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7 et M8, sont des BCR avec volume élevé de cendres volantes, les mélanges M1, M2, M5 et M6 sont composés de 70% de cendres volantes. Les mélanges M3, M4, M7 et M8 sont composés de 50% de cendres volantes. Les mélanges M0Z, M2, M4, M6 et M8, avec zéro slump, sont appelés BCR. Les mélanges M0W, M1, M3, M5 et M7 contiennent un superplastifiant.

Tableau II.18 : Composition pour 1 m^3 de BCR **[60]**.

	M0W	M0Z	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
Cement (kg)	400	400	120	120	200	200	120	120	200	200
Fly ash (kg)	–	–	280	280	200	200	280	280	200	200
Sand (kg)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
Gravel (kg)	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
Water (l)	136	128	112	116	132	120	172	160	172	156
Optimum W/C ratio	0.32	0.32	0.29	0.29	0.3	0.3	0.40	0.40	0.39	0.39
Actual W/C ratio	0.34	0.32	0.28	0.29	0.33	0.3	0.43	0.40	0.43	0.39
SP (l)	5.6	–	5.6	–	5.6	–	5.6	–	5.6	–
Flow table (mm)	540	0	550	0	600	0	560	0	570	0

Tableau II.19 : Résistance à la compression avec 65% HR et 20 °C **[60]**.

Age	M0W	M0Z	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
1 Day	12.05	33.51	1.76	7.09	5.62	28.25	NA	4.29	3.20	15.73
3 Days	38.41	45.27	16.34	16.64	31.85	35.30	7.98	10.90	20.22	26.14
7 Days	49.27	52.63	24.01	18.60	38.00	48.30	12.29	14.40	25.36	34.30
28 Days	60.75	64.95	33.25	30.55	57.00	66.55	21.10	22.60	36.60	45.85
3 Months	65.03	68.10	40.75	41.10	60.20	79.90	24.21	28.01	42.65	54.55
6 Months	69.13	72.29	42.45	43.00	67.30	81.60	27.50	29.65	49.70	55.65
1 Year	71.00	77.08	45.00	48.05	67.60	83.60	30.7	31.90	53.00	60.20

Tableau II.20 : Résistance à la compression avec 100% HR et 20 °C **[60]**.

Age	M0W	M0Z	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
1 Day	12.05	33.51	1.76	7.09	5.62	28.25	NA	4.29	3.20	15.73
3 Days	40.72	49.44	17.83	19.80	32.75	36.90	7.07	11.05	19.11	26.55
7 Days	51.54	56.27	24.86	20.09	40.75	49.60	12.05	13.50	24.41	35.10
28 Days	62.66	69.12	43.10	34.10	63.50	70.30	19.34	22.94	41.15	49.60
3 Months	76.85	81.54	63.40	48.75	81.60	83.70	30.15	41.80	59.25	66.40
6 Months	78.53	82.40	70.45	59.90	90.50	84.75	44.15	47.05	64.00	72.65
1 Year	80.21	84.72	75.10	65.50	94.35	87.85	50.25	51.20	72.10	77.40

Les résultats de la résistance à la compression des chercheurs **[48]**, qui ont utilisé trois dosages en ciment différents, 200 (K1), 300 (K2) et 400 kg/m^3 (K3), et les cendres volantes avec différents pourcentages 0%, 15%, 30% et 45 %, sont résumés dans le tableau II.21.

Tableau II.21 : Résistance à la compression sur cube **[47]**.

Mix no.	1 day	3 days	28 days	3 months
K1-00	3.92	9.99	22.57	23.64
K1-15	2.55	10.17	25.89	28.91
K1-30	2.63	5.07	18.20	23.28
K1-45	1.88	3.73	11.88	19.58
K2-00	9.51	24.20	46.93	53.50
K2-15	6.91	20.49	49.18	51.34
K2-30	5.10	13.62	39.83	40.35
K2-45	4.35	8.64	18.48	34.58
K3-00	14.85	34.47	60.85	64.33
K3-15	12.06	28.41	62.96	70.81
K3-30	8.34	21.40	44.80	60.83
K3-45	7.83	13.57	27.01	30.10

Les agrégats naturels dans un BCR, donnent une résistance à la compression grande à celle des agrégats recyclés **[47,61]**. D'après Courard et al **[47]**, la résistance à la compression après 7 jours est constante pour des quantités d'eau entre 140 et 170 l/m^3, les résultats sont résumés dans le tableau II.22.

Tableau II.22 : Variation des résistances à la compression à 7 jours du même mélange en fonction des quantités d'eau **[47]**.

Mix	Total water (l/m^3)	Efficient water (l/m^3)	(W/C) $_{eff}$	ϕ solid	ϕ water efficient	ϕ solid-eff	F_{cm} 7 days (N/mm²)
1	170	115.5	0.46	0.799	0.115	0.853	20
2	160	105.5	0.42	0.807	0.106	0.862	20
3	150	95.5	0.38	0.811	0.096	0.866	21
4	145	90.5	0.36	0.810	0.091	0.865	20
5	140	85.5	0.34	0.814	0.086	0.869	20
6	130	75.5	0.30	0.789	0.074	0.843	16
7	120	65.5	0.26	0.757	0.062	0.808	13

F. Debieb et al **[62]**, ont montré que la résistance à la compression du BCR avec granulats naturels (NRCC) augmente de 13 %, par rapport au béton naturel (NAC), avec le même type de ciment et agrégats, et elle est diminuée de 30% avec les agrégats recyclés (RRCC), les résultats sont résumés dans le tableau II.23.

Tableau II.23 : Résistance à la compression d'après Debieb et al **[62]**.

	Rc (MPa)
NAC	40
NRCC	46
RRCC-V	32
RRCC-CL	31
RRCC-Su	32
RRCC-Sw	33

B. Résistance à la traction

L'un des premiers paramètres à prendre en considération lors de la conception d'un revêtement en BCR, comme pour tout autre revêtement rigide en béton, est la résistance à la flexion du béton. Le critère de fatigue, c'est-à-dire, le contrôle de fissuration dans une dalle soumise à des charges répétitives dues aux passages de véhicules lourds, est déterminé par la résistance à la flexion du béton **[26]**.

La résistance à la flexion des mélanges de BCR formulés adéquatement (squelette granulaire optimisé) est généralement plus élevée que celle des bétons usuels. Cette bonne performance est directement attribuable à la compacité du mélange où les granulats sont pratiquement en contact les uns contre les autres. Cette compacité granulaire constitue un obstacle à la propagation des fissures. L'énergie requise pour propager la fissure doit être plus importante **[26]**.

Couramment, l'estimation de la résistance à la flexion du béton, à partir de la résistance à la compression par l'équation, est déterminée par la relation suivante :

$$f_r = 0.6\sqrt{f'c} \qquad \text{(II.21)}$$

Par contre, cette relation empirique ne semble pas adaptée au BCR **[23]**.
Les travaux de recherche des dernières années ont permis de mettre en évidence la relation empirique suivante entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion des BCR à 28 jours (relation (II.22)) **[26]** :

$$f_c = \left(f'c\right)^{0.459} \qquad \text{(II.22)}$$

Avec :
f_r : estimation de la résistance à la flexion du BCR à 28 jours de mûrissement (MPa);
f_c: résistance moyenne à la compression d'éprouvettes de BCR à 28 jours (MPa).

Dans le même ordre d'idée, on considère généralement que le ratio entre le module de rupture et la résistance à la compression pour le béton plastique est de l'ordre de 0,10. Pour le BCR, ce ratio est plutôt de l'ordre de 0,12 à 0,15 **[26, 63]**.

Trois types d'essai permettent de mesurer la résistance à la traction d'un béton : l'essai de traction directe, l'essai de flexion et l'essai de fendage **[51]**.

La France et l'Espagne spécifient une résistance à la traction par fendage de 3,3 MPa, valeur diminuée jusqu'à 2,8 MPa dans le cas des routes à faible trafic. On peut considérer ces chiffres comme équivalant à ceux prescrits pour les revêtements en béton pervibre. L'Allemagne recommande une résistance à la traction par fendage de 3,0 MPa pour les revêtements en BCR supportant directement le trafic **[25]**.

Selon M.A.H. Abdel-Halim et al **[55]**, la résistance à la traction par fendage moyen de l'éprouvette carottée prenez de différentes couches, est de 0.89 MPa. D'autre part, Mustapha ZDIRI et al **[31]**, ont utilisé trois dosages en ciment, 150, 200 et 250 kg/m^{3,} les résultats de la traction par fendage sont résumés dans les tableaux II.24 et II.25.

Tableau II.24 : Résultats de l'essai de traction en MPa sur les mélanges de 1 à 8 pour trois dosages: 150 kg de ciment/m^3 **[31]**.

Résistance traction		Mélange 1 à 8		150 kg	
Age j	**0**	**3**	**7**	**14**	**28**
M1	0.00	0.67	1.09	1.28	1.39
M2	0.00	1.33	1.38	1.42	1.48
M3	0.00	0.34	0.44	0.76	0.94
M4	0.00	0.74	0.859	0.94	1.14
M5	0.00	0.41	0.60	0.65	1.13
M6	0.00	0.69	0.86	1.18	1.41
M7	0.00	0.58	0.65	1.83	0.95
M8	0.00	0.37	0.48	0.49	0.68

Tableau II.25 : Résultats de l'essai de traction en MPa sur les mélanges de 1 à 8 pour trois dosages: 200 kg de ciment/m^3 **[31]**.

Résistance traction		Mélange 1 à 8		200 kg	
Age j	**0**	**3**	**7**	**14**	**28**
M1	0.00	0.86	1.47	1.54	1.63
M2	0.00	0.89	1.03	1.09	1.24
M3	0.00	0.75	0.96	1.07	1.09
M4	0.00	0.97	1.03	1.17	1.29
M5	0.00	0.90	1.15	1.16	1.48
M6	0.00	0.80	0.96	1.19	1.28
M7	0.00	1.10	1.27	1.30	1.43
M8	0.00	0.59	0.69	0.72	0.79

Pour l'étude de H.Y. Qasrawi et al **[61]**, ont utilisé un dosage en ciment entre 250 et 315 kg/m^3, et 5 rapport E/C, et deux rapports CA/FA (gros agrégats/fine agrégats), et trois niveaux de compactage, N=50, N=100 et N=150. Les relations entre la résistance à la traction par flexion et le rapport E/C, et avec le dosage en ciment, sont données dans les figures II.34 à II.36.

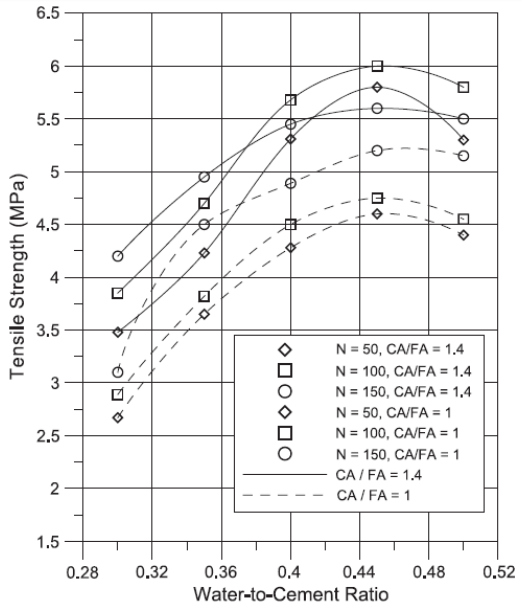


Figure II.34 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du rapport E/C pour un BCR contenant 14% de ciment **[61]**.

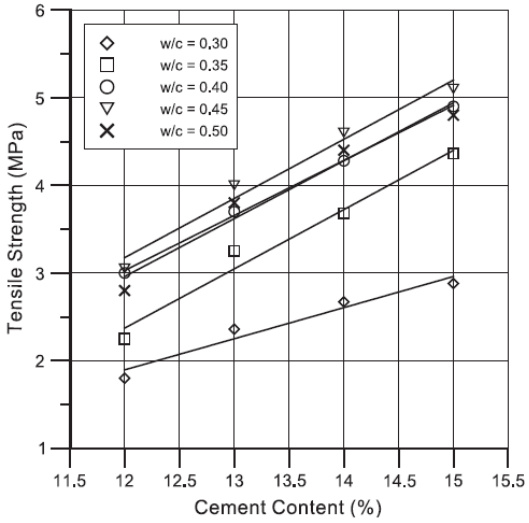


Figure II.35 : Relation entre le contenu de ciment et la résistance à la flexion pour N=50 et CA/FA=1 (Gros agrégats/fine agrégats) **[61]**.

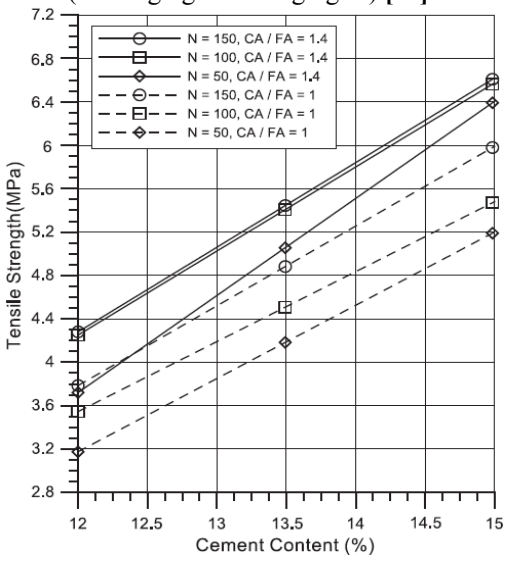


Figure II.36 : Relation entre le contenu de ciment et la résistance à la traction par flexion, avec E/C=0.45 **[61]**.

D'après Ouellet **[63]**, La résistance à la traction n'est pas influencée par la variation du rapport E/C, mais par la nature des granulats utilisés, d'où la propagation des fissures est facile. Les travaux de F. Debieb et all **[62]**, ont montré que les granulats recyclés ne donnent pas des résistances comme pour le cas des granulats naturels, les résultats sont résumés dans le tableau II.26.

Tableau II.26 : Résistance à la traction par fendage **[62]**.

	Rc (MPa)	Δ Rc/ Rc (%)	Rt (MPa)
NAC	40	0	3.10
NRCC	46	0	5.70
RRCC-V	32	30	2.60
RRCC-CL	31	-	2.40
RRCC-Su	32	-	2.50
RRCC-Sw	33	-	2.50

La résistance à la traction par fendage, selon Saadi A. **[22]**, pour tous les mélanges ne dépasse pas 2 MPa, sauf pour le mélange D.O.2 qui est presque 2,5 MPa.

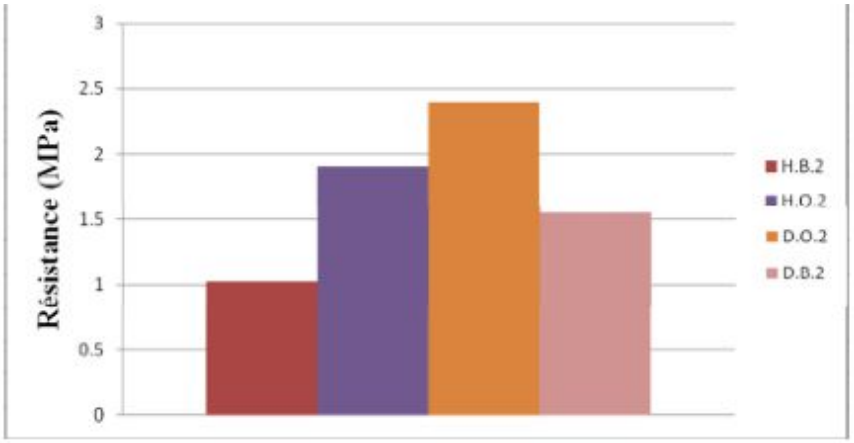


Figure II.37: Evolution de la résistance à la traction par fendage des BCR dosé à 250 kg/m^3 avec l'âge.

La résistance à la traction selon Zdiri **[31]**, pour tous les mélanges ne dépasse pas 2 MPa à 28 jours.

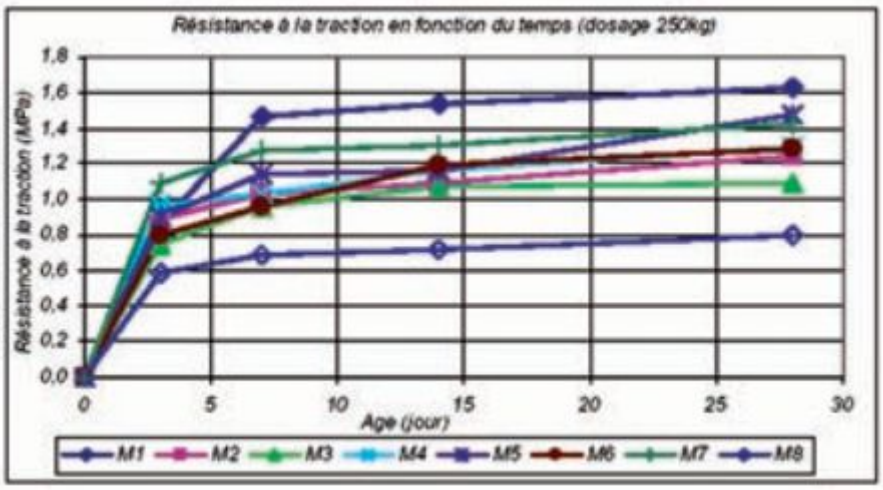


Figure II.38: Variation des résistances à la traction des mélanges de 1 à 8, dosage 250 kg de ciment.

C. Module élastique

La constante de proportionnalité E, exprime le rapport entre une contrainte appliquée et la déformation qui correspond au module élastique ou au module d'Young comme montré à la relation (II.22).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \qquad \text{(II.23)}$$

Avec :
E : module d'Young (MPa) ;
σ : contrainte (MPa) ;
ε : déformation (mm/mm) ;

Cette constante de proportionnalité est une mesure de la rigidité du matériau, c'est-à-dire de la propriété qu'a le matériau de se déformer de façon élastique réversible sous l'action d'une contrainte. Les propriétés des deux phases présentes dans un mélange de béton, soit la pâte de ciment hydraté et le granulat, influencent le module élastique. Dans un mélange de BCR, les granulats occupent un volume important comparativement au volume de la pâte. Cette présence accrue des granulats a une influence dominante sur les autres paramètres tels que le type de liant et le rapport eau/liant.

Ainsi, même si un mélange de BCR fabriqué avec un ciment de type 10E-FS développe des résistances à la compression supérieures à celles d'un mélange avec un ciment portland de type 10, les modules élastiques de ces deux mélanges seront sensiblement identiques.

La figure II.39 donne quelques valeurs pour le module d'élasticité selon différentes échéances pour des mélanges de BCR avec un ciment portland de type 10 et un ciment de type 10E-FS pour des rapports eau/liant de 0,35 ; 0,40 et 0,45 **[63]**. Comme montré sur cette figure, le module d'élasticité moyen de ces différents types de mélanges de BCR est environ de 30 GPa après 28 jours de mûrissement.

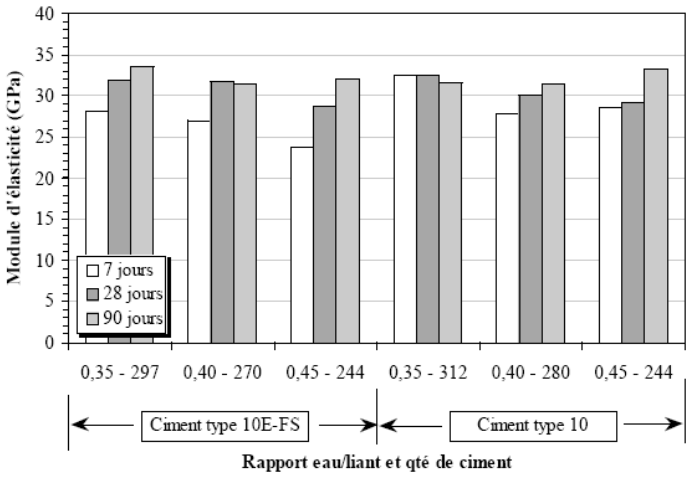


Figure II.39 : Module d'élasticité de différents mélanges de BCR **[63]**.

Une diminution du module d'élasticité comparable à celle de la résistance en compression est observée pour les bétons recyclés BR et BRCR, par rapport à leur béton témoin respectif. La diminution est de 38% pour BR et 32% pour BRCR

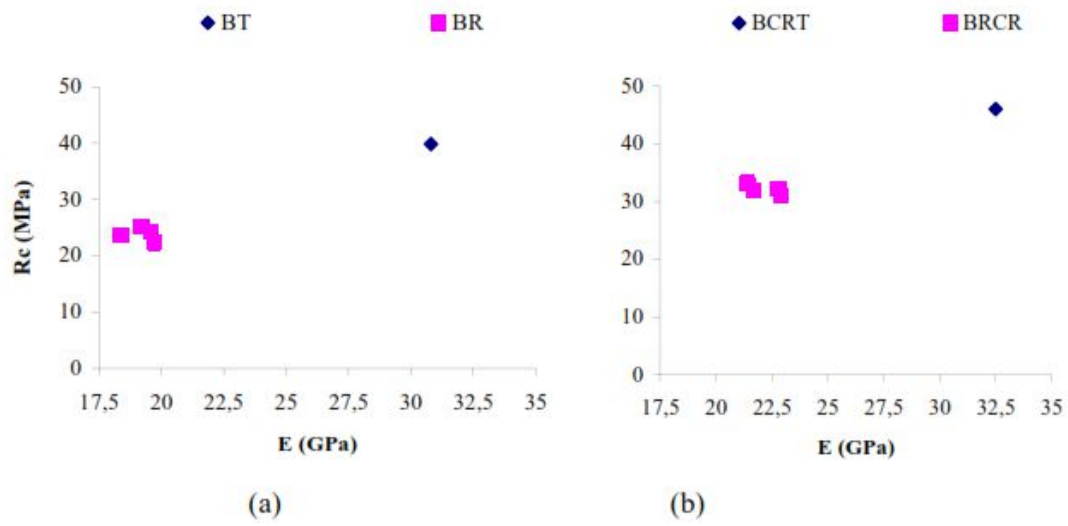


Figure II.40: Corrélation entre résistance en compression et module d'élasticité du béton durci **[60]**.

Zdiri M. **[59]**, a fait l'essai de chargement sur des éprouvettes en BCR (contrainte en fonction de déformation) pour calculer le module d'élasticité (E) et avoir la résistance à la rupture pour chaque mélange.

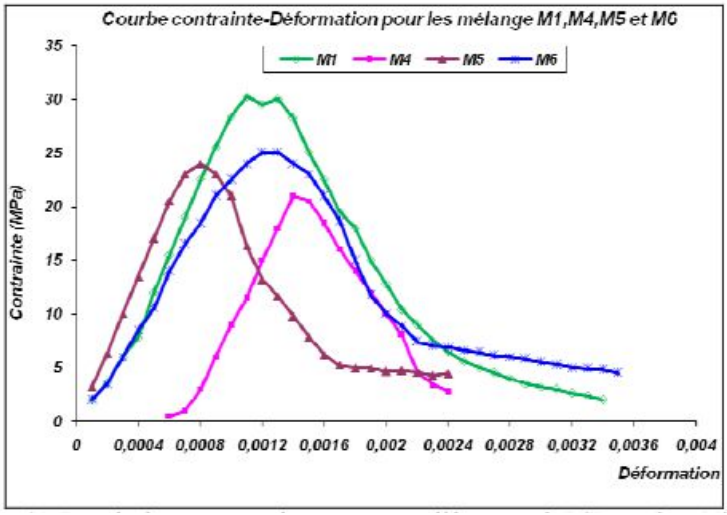


Figure II.41: Essai de chargement et relation contrainte – déformation du BCR.

Le module d'élasticité en fonction de la résistance à la compression, trouvé selon les différentes normes, est proche du modèle de BAEL.

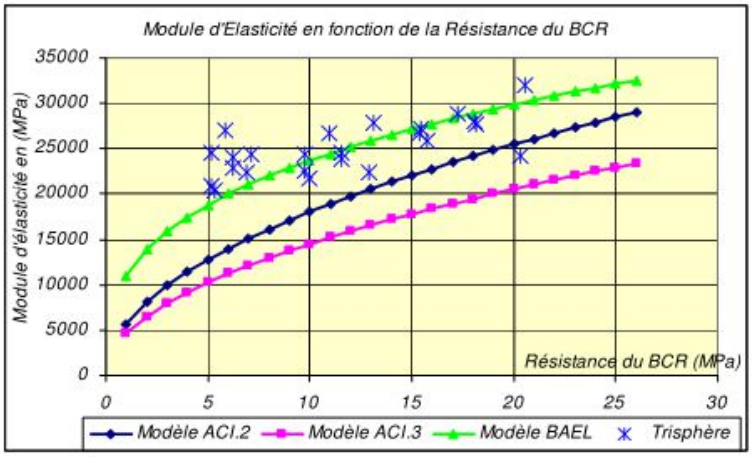


Figure II.42: Variation du module d'élasticité en fonction de la résistance du BCR.

II.5.2.2 Retrait

Le retrait du béton se définit par des variations dimensionnelles du matériau en l'absence de chargement. Le retrait du béton origine des phénomènes de dessiccation et d'hydratation **[38]**. On distingue quatre types de retrait.

Le retrait sans échange d'humidité qui s'explique par les phénomènes d'auto dessiccation (le squelette minéral s'oppose à la diminution du volume qui résulte de la poursuite de l'hydratation **[51]**), thermique (chaleur d'hydratation) et de gonflement chimique (ettringite).

Le deuxième type, le retrait avec échange d'humidité, correspond au retrait plastique et au retrait de séchage (départ de l'eau vers l'extérieur depuis les capillaires).

Le troisième type est le gonflement dans l'eau tandis que le dernier type est le retrait de carbonatation résultant de la dissolution de la chaux hydratée ($Ca(OH)_2$) par le gaz carbonique.

Le retrait de séchage des bétons en général est principalement influencé par le rapport eau/liant et le volume des granulats **[51]**. Le retrait de séchage s'accroît avec l'augmentation du rapport eau/liant puisqu'il détermine la quantité d'eau évaporable dans la pâte de ciment de même que le taux auquel l'eau remonte vers la surface du béton. Les granulats quant à eux s'opposent au retrait ou à toute déformation de la pâte. Ce degré de résistance à la déformation est déterminé par les propriétés élastiques des granulats. Par ailleurs, dans le cas des BCR, le volume important des granulats (squelette granulaire compact) réduit de façon plus significative le retrait de séchage qu'une diminution du rapport eau/liant du mélange.

En effet, plus le pourcentage de volume occupé par les granulats est important, moins le rapport eau/liant à une influence sur le retrait de séchage.

Le retrait de séchage des BCR est habituellement inférieur au béton plastique. Le retrait de séchage ultime d'un mélange de BCR typique (estimé avec l'équation de Bazant **[63]**) est généralement compris entre 400 et 500 µm/m, tandis que pour un mélange de béton plastique, le retrait de séchage ultime peut être de 700 µm/m et plus. La faible teneur en ciment des mélanges de BCR réduit aussi le retrait de séchage.

Les figures II.43 et II.44 présentent les résultats des essais de retrait de séchage pour les BCR destinés aux chaussées **[63]**, à 140 jours, le retrait varie de 350 à 430 µm/m environ pour les BCR fabriqués avec le ciment de type 10, et de 380 à 460 µm/m environ pour les BCR contenant de la fumée de silice, globalement ces résultats montrent que le retrait des BCR varie très peu d'un béton à l'autre.

Ainsi, le fait d'avoir utilisé de la fumée de silice ne semble pas avoir eu d'influence très significative sur le retrait.

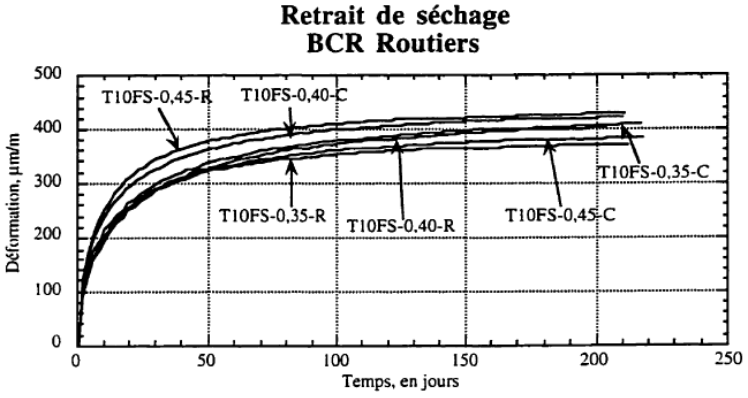


Figure II.43 : Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10 FS **[63]**.

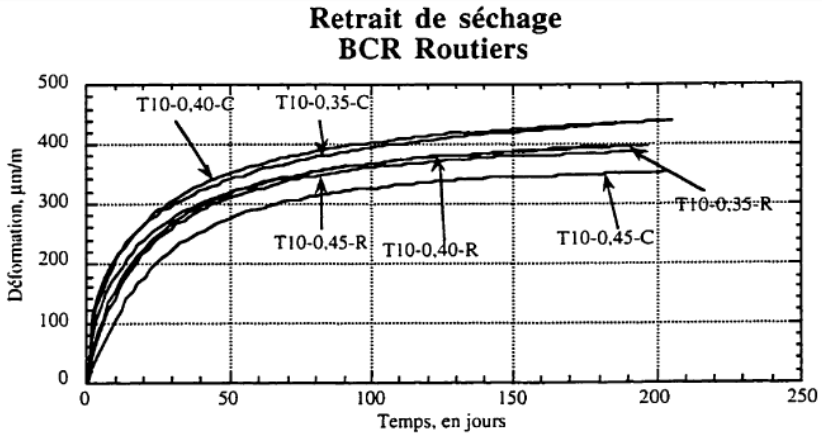


Figure II.44 : Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10 **[63]**.

Les figures II.45 et II.46, illustrent le gonflement des BCR dans l'eau et dans une solution de sulfates (Na_2SO_4 – 5%) des chercheurs F. Debieb et all **[62]**; après une année de conservation dans l'eau, on n'a pas vue une valeur importante de gonflement dans tous les bétons testés, donc l'énergie de compactage a une influence importante sur le gonflement.

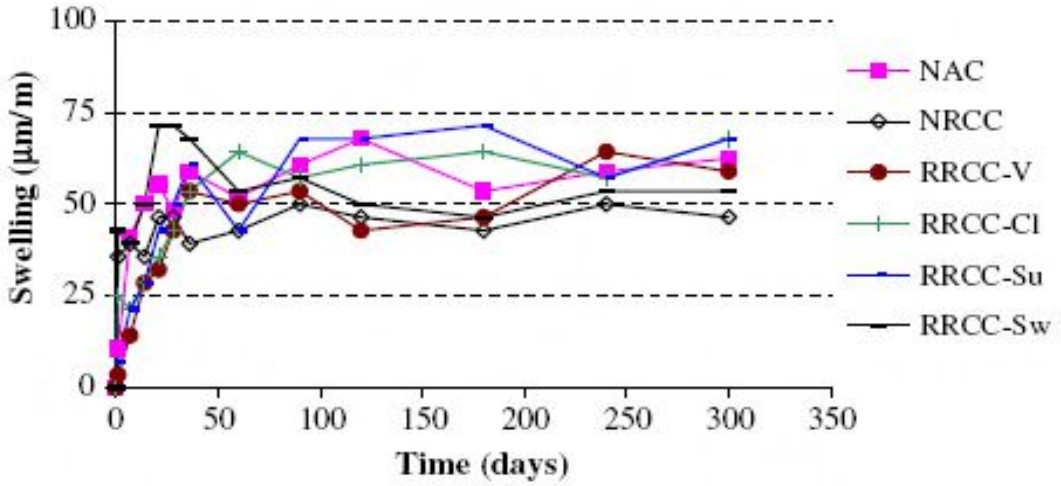


Figure II.45 : Gonflement de béton dans l'eau **[62]**.

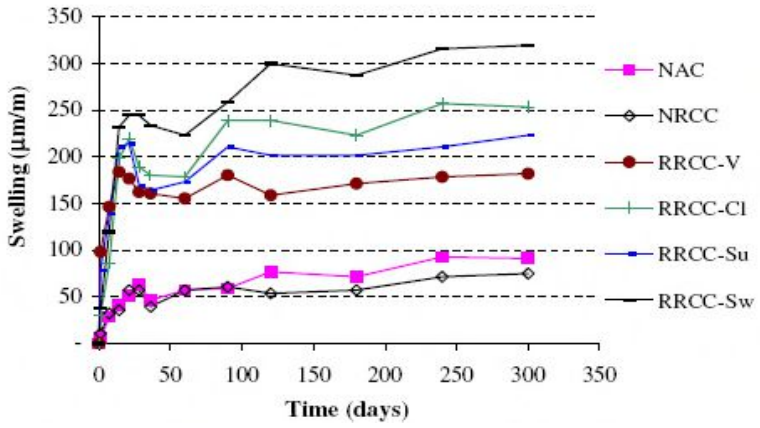


Figure II.46 : Gonflement de béton dans la solution de sulfates ($Na2SO_4$ – 5%) **[62]**.

Selon Saadi A. **[39]**, le retrait de tous les mélanges augmente avec l'âge mais reste faible même pas 100 µm/m.

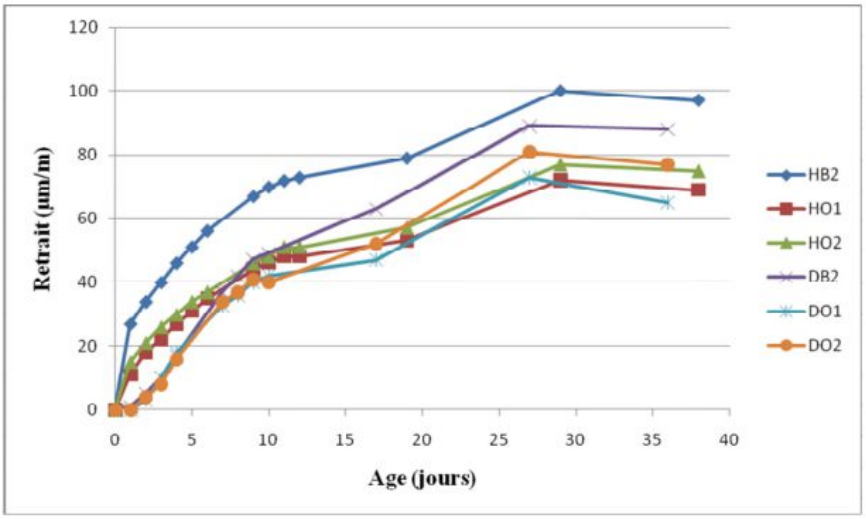


Figure II.47 : Retrait des BCR en fonction de l'âge.

C'est la même remarque que pour le retrait, mais le gonflement plutôt trop faible que le retrait et ne dépasse pas 30 µm/m.

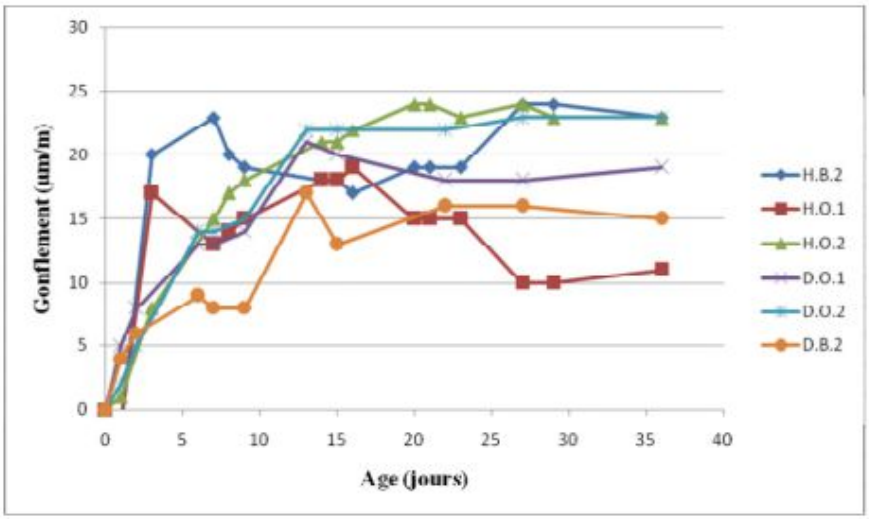


Figure II.48 : Gonflement des BCR en fonction de l'âge.

II.5.2.3 Durabilité

Un béton est d'autant plus durable qu'il résiste à la pénétration des agents agressifs dans le réseau poreux. La porosité de même que l'organisation géométrique de ces pores dans la matrice déterminent la durabilité du béton **[36]**.

Par rapport au béton plastique, un mélange de BCR contient un plus faible volume de pâte de ciment. Cette faible teneur en pâte a deux conséquences majeures sur la structure interne de ce matériau. Premièrement, la distribution de la pâte est moins homogène que dans un béton plastique en raison de la difficulté à disperser l'eau de gâchage dans un mélange sec.

Ensuite, le BCR contient un certain nombre de « vides de compactage » qui peuvent influencer la durabilité au gel du BCR. Ces vides d'air peuvent être facilement distingués des vides d'air sphériques usuels par leur forme irrégulière. Une optimisation du squelette granulaire permet de réduire la quantité de « vides de compactage ».

D'ailleurs, un nombre élevé de « vides de compactage » peut éventuellement former un réseau interconnecté nuisant grandement à la durabilité. Par contre, ces « vides de compactage » peuvent jouer le rôle de bulle d'air s'ils sont suffisamment petits et bien distribués **[43]**.

Les bétons recyclés type BCRR, semblent présenter une capacité d'absorption d'eau comparative à celle du béton naturel en dépit du même pourcentage de granulats recyclés utilisés pour les bétons recyclés type BR.

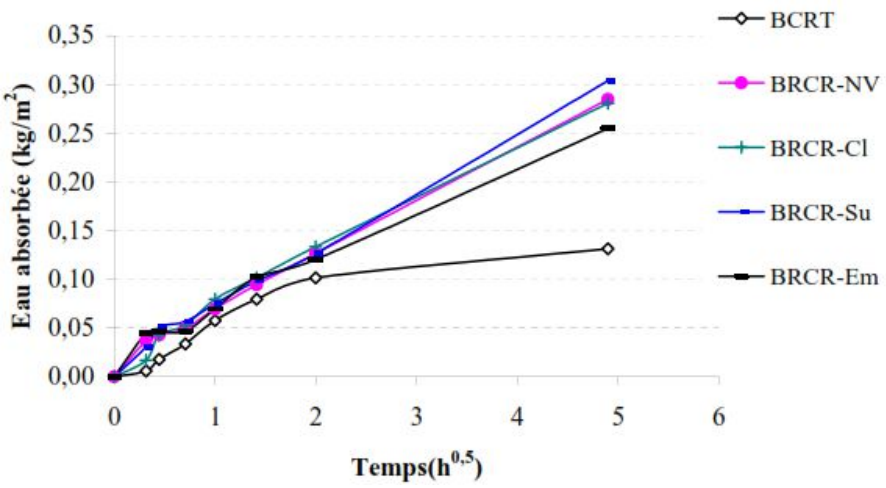


Figure II.49: Absorption d'eau par capillarité des bétons recyclés **[49]**.

II.5.2.4 Gel-Dégel

Les cycles de Gel-Dégel sont une des causes qui font craquer le BCR. En hiver, le pavé passe par un certain nombre de cycles de Gel-Dégel. Comme l'eau entre dans le pavé, il gèle et se développe, qui provoque des tensions de compressions dans le pavé, en élargissant les craquements initiaux existants et en produisant plus de dommage. Additionnant ces tensions provoquées par le retrait, les changements de température, à l'existence des joints et le chargement lourd, un craquement reflété se propagera dès que la tension excède la limite élastique à traction du pavé **[54]**.

Une protection adéquate contre la fissuration interne du béton soumis à des cycles de Gel-Dégel en présence d'eau est assurée par un réseau de vides d'air. Cette protection contre l'action du gel n'est pas influencée par la forme d'un vide d'air. Dans le cas des « vides de compactage » du BCR, seuls l'espacement entre les vides ainsi que leur grosseur sont importants. Si les « vides de compactage » sont bien distribués (l'espacement exact requis est fonction de l'homogénéité, de la porosité et de la perméabilité de la pâte), non connectés et suffisamment petits, le BCR sera durable au gel. En contrepartie, si les vides de compactage forment un réseau continu, la résistance aux cycles de Gel-Dégel sera faible, puisque les vides seront rapidement saturés si l'eau est disponible **[43]**.

La problématique reliée à l'influence de ces vides de compactage sur la durabilité au gel des BCR réside dans l'évaluation précise de leurs espacements et la détermination de l'espacement requis. Pour une bonne protection contre le gel **[43]**. L'espacement des vides d'air pour assurer une protection contre le gel pour les bétons plastiques n'est pas nécessairement applicable aux BCR. La norme CAN/CSA A23.1 spécifie, pour le béton plastique un soumis aux gels et dégel, que le facteur d'espacement moyen des bulles d'air, (demi-distance entre les parois de deux bulles d'air voisines), mesuré par l'essai ASTM C 457, doit être inférieur ou égal à 230 µm, sans aucune valeur supérieure à 260 µm.

Actuellement, aucune méthode n'a été acceptée pour mesurer les caractéristiques du réseau de vides d'air du BCR. Par contre, une version modifiée de la norme ASTM C 457 est souvent employée. Une distinction entre les vides sphériques et les vides de compactage doit être réalisée. Les vides sphériques et les vides de compactage sont comptés séparément et tous les vides plus larges que 1 mm sont répertoriés séparément.

La durabilité au gel des BCR ne doit pas s'appuyer uniquement sur l'une ou l'autre des valeurs du facteur d'espacement, puisque la signification exacte de ces valeurs n'est pas encore tout a fait claire **[42]**.

Tableau II.27 : Calcul du facteur d'espacement des bulles d'airs selon deux approches **[43]**.

Données							Teneur en air (%)		Facteur d'espacement (µm)	
S_T	S_P	S_B	N_B	S_{VC}	N_{VC}	S_{LV}	A_B	A_{B+VC}	A_T	$\overline{L}_B$	$\overline{L}_{B+VC}$
2942	621	30	92	43	68	58	1,0	2,5	4,4	530	510
2967	604	48	320	45	96	33	1,6	3,1	4,2	200	220
2961	585	41	108	48	116	39	1,4	3,0	4,3	530	390
2917	525	65	187	76	138	82	2,3	4,8	7,6	380	300

S : nombre d'arrêts ;
T : total ;
P : pâte ;
B : vides d'air sphériques ;
VC : vides de compactage ;
LV : large vide (> 1 mm) ;

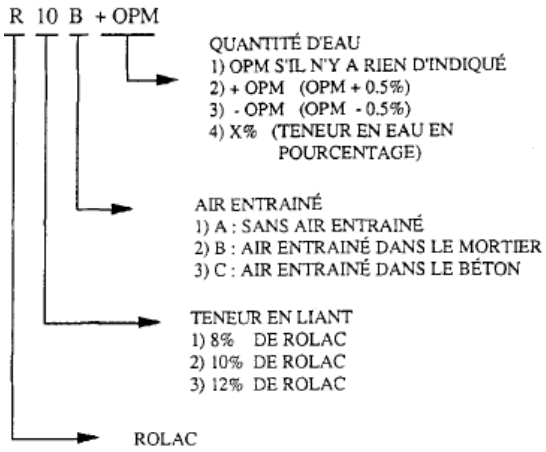
D'après les résultats des essais de gel-dégel montrés dans le tableau II.27, il est évident que cette quantité d'air entrainée, était suffisante pour bien protéger le béton contre les détériorations qui peuvent survenir lors des cycles répétés de Gel-Dégel **[44]**.

En effet, tous les mélanges ne contenant pas d'agent entraineur d'air ont passé par en moins de 50 cycles et tous ceux contenant un agent entraineur d'air ont passé le cas des 300 cycles sans détérioration significative **[44]**.

Les résultats des essais de Gel-Dégel n'ont pas permis, par ailleurs, de déterminer l'influence de la teneur en liant sur la résistance au gel des bétons compactés au rouleau. Les éprouvettes ont été soumises à des cycles de gel dans l'air et de dégel dans l'eau. Il n'est pas sûr que ces mêmes éprouvettes se soient aussi bien comportées si les cycles de Gel-Dégel avaient été effectués dans l'eau. Le manque de données concernant l'interconnexion possible des vides de compactage ne permet pas, à l'heure actuelle, de prédire le comportement de ces mé1anges de béton compacté au rouleau soumis à des cycles de Gel-Dégel dans l'eau **[44]**.

Tableau II.28 : Résultats des essais de gel-dégel **[44]**.

Nom du mélange	Allongement (µm m^{-1})			
	100 cycles	200 cycles	300 cycles	700 cycles
R8A	a	a	a	a
R10A	a	a	a	a
R12A	a	a	a	a
R10A + OPM	a	a	a	a
R10A − OPM	a	a	a	a
R12A + OPM	a	a	a	a
R12A − OPM	a	a	a	a
R8B	114	93	115	210
R10B	21	101	121	b
R10C	106	131	135	214
R12B	56	61	87	b
R10B + OPM	57	96	95	60
R10B − OPM	82	102	109	187
R12B + OPM	119	129	126	124
R12B − OPM	132	181	249	b
R10B5	360	302	494	b
R10C5	326	308	425	b
R12B5,5	392	301	405	b



a : Les éprouvettes sont complètement détruites.
b : Valeur non mesurée.

Un BCR avec des granulats naturels (NRCC), résiste bien au climat froid d'hiver, ses performances après les cycles de Gel-Dégel sont comparables avec un béton ordinaire avec des granulats naturels (NAC) **[62]**, la figure II.50 montre la corrélation entre la perte de masse et la capillarité.

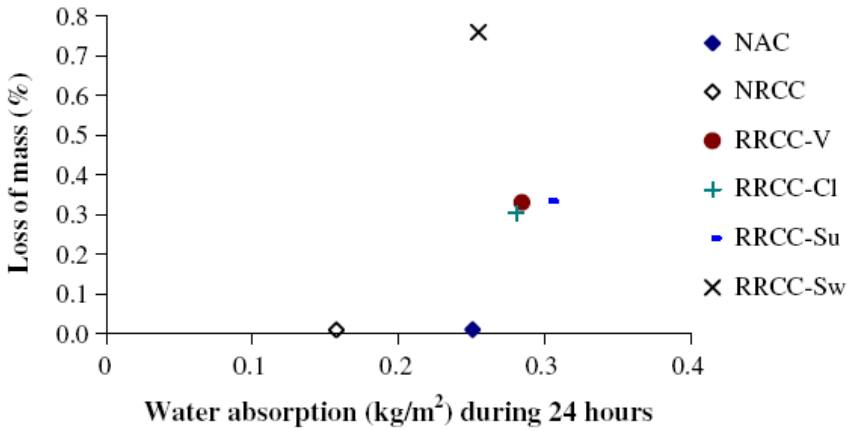


Figure II.50 : Corrélation entre la perte de masse due aux cycles de Gel-Dégel et la capillarité **[62]**.

CHAPITRE III

Les chaussées

III.1 Généralités

Cette partie est tirée de la méthode française de dimensionnement **[73]**, des caractéristiques des différentes chaussées du réseau routier français.

III.1.1 La structure de chaussée

Une chaussée se présente sous la forme d'une structure multicouche (figure III.1), dans laquelle on peut distinguer trois niveaux distincts.

Tout d'abord, on trouve la plate-forme support, constituée du sol après terrassement (le sol support) et, généralement, d'une couche de forme. Cette dernière a pour rôle de faciliter le déroulement du chantier en assurant la circulation des engins lors de la construction des différentes couches ainsi que d'améliorer la qualité de la plate-forme support, en assurant une meilleure homogénéité de celle-ci et en augmentant sa protection au gel.

Ensuite, l'assise de la chaussée, constituée généralement d'une couche de fondation et d'une couche de base, assure la résistance mécanique vis-à-vis des sollicitations dues au trafic. Elle permet également une répartition des contraintes verticales sur la plate-forme support afin d'éviter des déformations trop importantes de celle-ci. Enfin, la couche de surface composée d'une couche de roulement et, éventuellement, d'une couche de liaison, donne à la chaussée les propriétés nécessaires pour son utilisation par les véhicules, en particulier l'uni et l'adhérence. Elle assure également un rôle d'étanchéité vis-à-vis du corps de la chaussée, contribuant ainsi à sa durabilité.

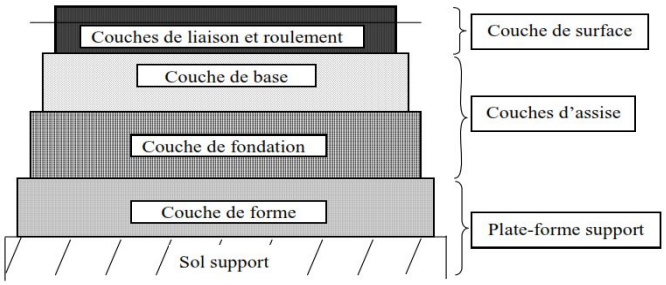


Figure III.1 : Coupe transversale schématique de la chaussée.

III.1.2 Les différents types de chaussées et leur mode d'endommagement

Le réseau routier est caractérisé par une grande diversité de structures de chaussées que l'on peut regrouper en six grandes familles.

- Les chaussées souples sont constituées d'une couche de fondation en grave non traitée et d'une couche de base bitumineuse d'épaisseur inférieure à 15 cm. La couche de surface est constituée d'une faible épaisseur de matériaux bitumineux parfois réduite à un simple enduit.

- Les chaussées bitumineuses épaisses sont constituées de matériaux bitumineux en assises (fondation et base) d'épaisseur totale pouvant aller jusqu'à 40 cm, recouverts d'une couche de surface bitumineuse.

- Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques, ou chaussées semi-rigides, comportent, sous une couche de surface bitumineuse, des couches de base et de fondations en matériaux traités aux liants hydrauliques (grave ciment, grave laitier, grave cendres volantes). L'assise a une épaisseur totale comprise entre 20 et 50 cm.

- Les chaussées à structure mixte présentent une couche de surface et une couche de base (de 10 à 20 cm) en matériaux bitumineux sur une couche de fondation (de 20 à 40 cm) traitée aux liants hydrauliques.

- Les chaussées à structure inverse sont des chaussées à structure mixte dans lesquelles une couche de grave non traitée vient s'intercaler entre les couches bitumineuse et hydrauliques.

- Les chaussées en béton que nous développerons dans la suite.

L'endommagement de ces chaussées résulte de plusieurs phénomènes. La couche de surface bitumineuse est soumise directement aux agressions du trafic routier ; elle présente en conséquence différents types de dégradation. Les efforts tangentiels dus aux charges roulantes impliquent une usure et une dégradation de l'état de surface. La combinaison du trafic lourd et des températures élevées conduit à un orniérage par fluage. Des fissures de fatigue peuvent également apparaître en cas de mauvaise adhérence sur la couche de base. Dans le cas où la couche d'assise se fissure en premier, il peut y avoir une remontée des fissures conduisant à l'endommagement de la couche de surface. Enfin, le vieillissement du bitume peut entraîner une fissuration par fatigue thermique. L'assise de la chaussée est également une source d'endommagement, le plus souvent par fatigue en raison des chargements répétés dus au trafic ou, dans le cas des matériaux hydrauliques, par fissuration de retrait.

Enfin, les couches non traitées et les plates-formes support peuvent être victimes de déformations permanentes (affaissement, orniérage) dues au cumul de déformations plastiques.

III.1.3 Les chaussées en béton

III.1.3.1 Les différents types et leurs particularités

Les chaussées en béton présentent en général une couche de fondation qui peut être en béton maigre (dosage en ciment d'environ 200 à 250 kg/m^3), en matériau traité aux liants hydrauliques ou, dans certains cas, en matériaux bitumineux. Dans la plupart des cas, la couche de fondation est recouverte d'un géotextile afin de maintenir une interface glissant avec la couche de base.

Cette originalité fait que la chaussée béton présente la particularité d'être sollicitée davantage dans la couche de base que dans la couche de fondation à l'inverse des chaussées où les différentes couches sont collées entre elles. La couche de base, quant à elle, est composée de béton dont le dosage, en ciment, est typiquement de 330 kg/ m^3. Contrairement aux autres types de chaussées, la couche de surface bitumineuse est possible mais pas obligatoire, la couche de base pouvant tout à fait remplir le rôle de couche de roulement. Les chaussées en béton appartiennent à la catégorie des chaussées rigides et se caractérisent donc notamment par une rigidité très importante comparée à celle des matériaux bitumineux, ainsi que par un retrait hydrique lié aux phénomènes de prise du ciment (retrait endogène) et de séchage du matériau (retrait de dessiccation). A ces deux phénomènes vient également s'ajouter, comme pour la plupart des matériaux, une déformation thermique liée aux variations de température extérieure.

Lorsque la température diminue, cette déformation se présente comme un retrait qui vient s'additionner au retrait hydrique. Comme une structure routière peut être considérée comme infinie dans le sens longitudinal, le retrait du béton est, en partie courante, totalement empêché ; cela équivaut mécaniquement à imposer à un matériau stable un allongement. Comme ce matériau est très rigide, l'allongement imposé se traduit par une contrainte de traction importante, entraînant la fissuration transversale des chaussées en béton. Pour s'affranchir de ce problème et éviter une fissuration anarchique, qui entraînerait une détérioration accélérée de la chaussée, la fissuration des chaussées en béton est maîtrisée, à défaut d'être empêchée. Pour cela, plusieurs techniques sont possibles. Il est possible de pratiquer le pré fissuration, avec des joints de dilatation.

Ces joints peuvent être sciés une fois le matériau durci ou moulé dans le matériau à l'état frais juste après sa mise en œuvre. La chaussée se présente alors sous forme de structure en dalles, indépendantes les unes des autres, n'ayant que quelques mètres de longueur et pouvant donc accepter les déformations de retrait sans fissurer. La séparation en dalles posant des problèmes, en raison de l'aspect fortement discontinu de la chaussée et de l'apparition de battements entre dalles, il est possible de réaliser des dalles goujonnées.

Cela consiste à placer dans le béton, perpendiculairement aux joints, des goujons d'acier qui empêchent les déplacements verticaux des dalles les unes par rapport aux autres. Une autre technique s'est développée pour limiter les effets néfastes de la fissuration : il s'agit du béton armé continu. Une telle chaussée comprend des armatures longitudinales en acier, continues dans toute la structure. Ces armatures n'empêchent pas le béton de fissurer mais vont bloquer l'ouverture de ces fissures par effet de « couture ». La répartition régulière des fissures et leur faible ouverture sont garantes de la durabilité de la chaussée. Dans tous les cas, les précautions prises vis-à-vis de la fissuration se font dans la couche de base. Pour la couche de fondation en béton maigre, la fissuration se fait naturellement mais l'interface décollée permet normalement de s'affranchir de la remontée des fissures. Ce comportement particulier du béton implique que ces chaussées sont marquées par leurs discontinuités, notamment pour les structures en dalles non goujonnées. Ceci peut nuire au confort de la chaussée, accélérer sa dégradation en favorisant la pénétration d'eau et provoquer des faiblesses structurelles qui viennent s'ajouter aux dégradations dues à la fatigue du matériau sous les sollicitations de trafic.

III.1.3.2 Sollicitations de la chaussée

Lorsqu'elle est soumise au trafic routier, la chaussée va être sollicitée en fatigue par flexion. En effet, le trafic routier se traduit par une succession de chargements dus au passage régulier des véhicules. La chaussée est bien entendue dimensionnée de manière à pouvoir résister à l'intensité de ces chargements, et son endommagement se fera donc par fatigue, c'est-à-dire en raison de la répétition de ces chargements. Ce comportement en fatigue peut être appréhendé facilement grâce à la notion d'endurance du matériau, l'endurance correspondant au rapport entre la charge conduisant à la rupture pour un million de chargements et celle conduisant à la rupture immédiate.

Les chargements se traduisent par des sollicitations de traction par flexion du matériau, comme illustré sur la figure III.2. Comme les couches sont glissantes l'une par rapport à l'autre, elles se comportent chacune comme une dalle sollicitée en flexion ; la contrainte maximale est donc une compression dans le haut de la couche et une traction dans le bas. La sollicitation la plus discriminante se produit donc dans le bas de la couche, puisque le béton est beaucoup moins résistant en traction qu'en compression. La valeur de cette contrainte de traction est calculée sous l'effet d'un chargement normalisé (essieu de 13 tonnes). Elle dépend des autres couches en présence, et des caractéristiques propres de la couche considérée, à savoir son épaisseur et le module d'élasticité du matériau qui la constitue. En effet, plus l'épaisseur de la couche est importante et plus la contrainte est répartie à l'intérieur de celle-ci, donc plus la contrainte maximale au bas de la couche est faible. Pour une épaisseur donnée de la couche de chaussée, la contrainte en bas de couche pour le chargement normalisé va dépendre du module d'élasticité du matériau. Plus celui-ci est élevé, plus le matériau est rigide et concentre donc une contrainte importante. A l'inverse, lorsque le module diminue et que le matériau s'assouplit, la contrainte est davantage transmise à la couche inférieure et la contrainte maximale dans la couche considérée diminue. Pour dimensionner une chaussée en béton, il faut donc s'assurer que, pour chaque couche, la valeur de la contrainte maximale est inférieure à la valeur admissible par le matériau dont est constituée la couche.

III.1.3.3 Propriétés importantes du béton routier

Le béton routier pouvait s'endommager en raison de sa fissuration de retrait (hydrique et thermique), ainsi que par fatigue sous les sollicitations de trafic. Il apparaît donc que différentes propriétés du béton jouent un rôle important vis-à-vis du comportement routier :

- la susceptibilité à la fissuration, qui est liée au retrait total du matériau, à sa résistance en traction, à son module élastique ainsi qu'à ses capacités de relaxation des efforts. Il apparaît clairement qu'un module élastique faible et une résistance en traction élevée sont favorables au bon comportement du matériau en permettant respectivement de limiter et de résister aux contraintes de traction dues aux déformations ; cependant, cette susceptibilité est assez complexe et délicate à apprécier quantitativement. En ce qui concerne le béton de fraisât.

- le comportement en fatigue, la résistance en traction et le module élastique qui régissent l'endommagement par fatigue de la chaussée. L'influence de ces trois paramètres peut être décrite plus facilement de façon pratique en utilisant le paramètre appelé Indice de Qualité Elastique (IQE). L'IQE d'un matériau correspond à l'épaisseur que doit avoir une couche de ce matériau dans un cas de figure donné (plate-forme support et chargement normalisés) pour avoir la pérennité requise **[74]**. La comparaison des IQE de différents matériaux permet donc d'avoir immédiatement une information pratique sur les qualités du matériau en utilisation routière. Plus l'IQE est faible et plus l'épaisseur de matériau nécessaire pour un cas de figure quelconque sera faible, ce qui signifie que le matériau est de meilleure qualité. L'augmentation de la résistance en traction et de l'endurance, ainsi que la baisse du module élastique conduisent bien évidemment à la baisse de l'IQE et donc à l'amélioration du comportement routier.

Nous pouvons donc constater que la résistance en traction et le module d'élasticité du matériau jouent un rôle important, quel que soit le mode d'endommagement.

Un bon compromis doit donc être trouvé pour les matériaux routiers entre résistance et module, dans la mesure où la hausse de la résistance s'accompagne le plus souvent d'une hausse du module et inversement.

La combinaison d'une résistance suffisamment élevée et d'un module suffisamment faible permettrait donc d'obtenir un matériau ayant de bonnes capacités en utilisation routière. Les caractérisations du béton de fraisât, en terme de résistance en traction, de module élastique, ainsi que de comportement en fatigue et vis-à-vis de la fissuration, seront donc des éléments très importants.

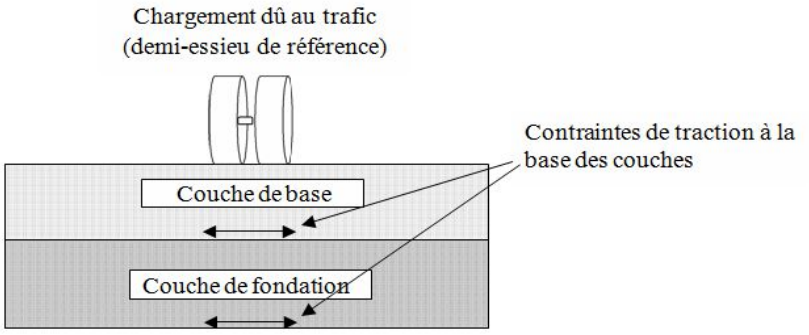


Figure III.2 : Chargement d'une chaussée en béton.

Pour dimensionner une chaussée en béton, il faut donc s'assurer que, pour chaque couche, la valeur de la contrainte maximale est inférieure à la valeur admissible par le matériau dont est constituée la couche.

III.2 Matériaux de construction pour chaussées

Les matériaux utilisés dans la construction des chaussées sont : le liant, les granulats et les mélanges bitumineux. Vu la place primordiale des matériaux dans la construction des chaussées on va détailler les titres suivants:

- Les compositions d'un enrobé bitumineux ;
- Les mélanges bitumineux ;

On va définir quelques termes usuels et imposants pour notre étude. En ce qui concerne le liant hydrocarboné on va éclaircir ce dernier par les éléments : « origine, composition, structure, caractéristiques et propriétés, types, essais, classifications et produits disponibles sur le marché Algérien ».

En ce qui concerne les granulats on va éclaircir ces derniers par les éléments :

« Origine, fabrication, caractéristiques, classification pour étude des enrobés bitumineux, essais et caractérisations ».

Ces connaissances sur les granulats vont nous aider pour le choix des granulats locaux venants des carrières des régions de Médéa et l'optimisation de la formulation des mélanges bitumineux étudiés. Les mélanges bitumineux seront présentés par les éléments :
« Enrobé bitumineux, différents types d'enrobés bitumineux, méthodes et méthodologie de formulation notamment la méthodologie de formulation Algérienne, fabrication des enrobés bitumineux en laboratoire et dans les centrales d'enrobage, les essais sur les enrobés bitumineux, ainsi que le comportement d'un enrobé bitumineux ».

Ces connaissances vont nous aider pour le choix d'un seul type de mélange bitumineux. Et aussi vont-nous orienter vers l'optimisation de la formulation de ce mélange en s'appuyant sur la méthodologie de formulation Algérienne.

III.2.1 Définitions

III.2.1.1 L'enrobé

On appelle enrobé tout mélange constitué de granulats agglomérés entre eux par un liant hydrocarboné, ce mélange peut être enrichi par des fines et éventuellement contenir des additifs en vue d'améliorer certaines propriétés. Ce terme est plus général que celui de béton bitumineux car englobant des mélanges dont le liant n'est pas forcément un bitume (goudron, asphalte,…etc) **[75]**.

III.2.1.2 Le bitume

Matériaux très visqueux ou presque solide pratiquement non volatil, adhésif et hydrofuge, dérivé du pétrole brut ou présent dans le bitume naturel qui est entièrement soluble dans le toluène ou presque **[75]**.

III.2.1.3 L'enrobé bitumineux

Enrobé dont la composition granulométrique est continue ou discontinue pour former un blocage des granulats **[75]**.

III.2.2 Composition d'un enrobé bitumineux

III.2.2.1 Granulométrie du mélange

La composition granulométrique du mélange devra être, selon le type d'enrobé, à l'intérieur des fourchettes données dans le tableau III.1 :

Tableau III.1 : Composition granulométrique du mélange liant **[76]**.

Tamisât	BB 0/14 Semi-grenu (%)	GB 0/20 (%)
20	-	85-100
14	94-100	-
10	72-80	65-75
6,3	50-66	45-60
2	28-40	25-40
0,08	7-10	6-9

III.2.2.2 Teneur en liant

Les teneurs en liant sont indiquées au tableau III.2 qui suit en fonction du type d'enrobés, de leur teneur en filler, de la nature des granulats (matériaux absorbants, p.ex. calcaires, ou matériaux compacts, p.ex. quartzites). Elles sont exprimées en pour-cent poids par rapport au poids total de l'enrobé.

Tableau III.2 : Teneur en liant **[76]**.

Type d'enrobé	BB 0/14	GB 0/20
Teneur en filler %	6-10	6-9
Teneur en liant % **a) agrégats absorbants** **b) agrégats compacts**	 6,4-6.8 5,6-6,0	 5,0 – 5,4 4,5 – 5,0

Les valeurs usuelles du module de richesse sont données, selon le type d'enrobé, dans le tableau III.3 :

Tableau III.3 : Module de richesse liant **[76]**.

Types d'enrobé	Module de richesse K			
BB 0/14	3.45	3.60	3.75	3.90
GB 0/20	2.45	2.60	2.75	2.90

Un liant hydrocarboné est un liant organique constitué d'hydrocarbures, et donc essentiellement de carbone et d'hydrogène auxquels s'ajoutent en faibles quantités l'oxygène, le soufre et l'azote. La famille des liants hydrocarbonés comporte 3 produits :

- les liants naturels : il s'agit de roche asphaltique qui après broyage donnent la poudre d'asphalte et de bitumes naturels (asphaltite) ;
- les goudrons ;
- les bitumes, pour les enrobés bitumineux le liant hydrocarboné est un bitume ;

a. Procédés de fabrication

Il existe plusieurs procédés de fabrication des bitumes à partir des pétroles bruts, dont deux conduisent à la majorité des bitumes commerciaux. Les deux procédés de fabrication qui viennent de faire l'objet d'une présentation très sommaire, permettant d'obtenir une gamme variée de produits tous désignés par l'appellation bitume.

- Les bitumes de distillation directe :

Ce procédé s'effectue dans un four sous vide qui consiste à créer un vide à l'aide d'éjecteurs de vapeur, la pression réduite à l'intérieur de la tour est destinée à poursuivre la séparation physique des constituants sans les dégrader thermiquement. La température ne doit pas dépasser 400 °C à la sortie du four. Cette technique est utilisée par les raffineries en Algérie et permet d'obtenir tous les grades des bitumes.

- Les bitumes soufflés ou oxydés :

Cette technique consiste à injecter de l'air dans la colonne de soufflage à des températures comprises entre 240 et 280 °C et un débit de 1000 $N.m^3/h$, l'introduction de l'air diminue la susceptibilité à la température et permettra de créer les asphaltènes au détriment des aromatiques, ainsi qu'à un changement de structure colloïdale (Sol-Gel). Le procédé existe à la raffinerie d'Arzew.

b. Composition d'un bitume

Le bitume se présente à température ambiante, sous l'aspect d'un corps visqueux, plus ou moins viscoélastique de couleur noire, il est liquide à des températures supérieures à 100 °C.

- Analyse élémentaire d'un bitume :

L'analyse élémentaire d'un bitume met en évidence des atomes de carbone (80 à 87 % en masse) et l'hydrogène (8 à 12 %). En outre des hétéros atomes tels que le soufre (1 à 9%) de l'azote (0 à 1.5 %) et l'oxygène (0.5 à 1.5 %) sont présentes. On trouve également dans les bitumes des métaux essentiellement vanadium (10-2000 ppm) ou nickel (20-200 ppm), mais aussi l'aluminium, silicium, chrome, cuivre, zinc, plomb à l'état de trace.

- Composition élémentaire d'un bitume :

La composition élémentaire d'un bitume dépend essentiellement de l'origine de son brut d'une manière moindre des techniques de raffinage.
Le bitume est un mélange de composés hydrocarbonés de masse molaires et de structure chimique variée, appartenant en majorité aux groupes aliphatiques et naphténiques.
Les molécules des composées des bitumes sont constituées de motifs hydrocarbonés de 4 types :

1. Paraffiniques saturés linéaires ou ramifiés (chaines linéaires sans cycle) ;
2. Naphténiques saturés cycliques (cycle à liaison simple) ;
3. Aromatique : présence d'au moins un cycle avec double liaisons de type benzène ;
4. Oléfines : chaine contenant une ou plusieurs doubles liaisons ;

Toutefois, rares sont les molécules constituées d'un seul de ses motifs. Ainsi il est possible de trouver des molécules constituées de cycle aromatiques et / ou naphténiques sur les quels sont greffés des chaines saturées plus ou moins longues et ramifiées.

c. Familles de constituants d'un bitume

On peut regrouper les principaux constituants d'un bitume en deux groupes génériques **[75]**:

- **Les maltènes**

Les maltènes ressembles 3 familles :

- les saturés :

Ce sont des huiles incolores ou jaunâtres composés principalement de molécules paraffinages et de cycles naphténiques. Elles représentent généralement moins de 10 % d'un bitume leur masse moléculaire est de 300 à 2000 g/mole.

- les aromatiques :

Ce sont des huiles de couleur rouge-brun sombre, avec 30% de leurs atomes de carbone inclus dans des cycles aromatiques. Elles représentant 50 à 70 % de la composition d'un bitume. Leur masse moléculaire est du même ordre que celle des saturés.

- les résines :

Ce sont des solides noirs qui fondent par chauffage et représentant environ 10% d'un bitume routier.

Elles sont caractérisées par de nombreuses ramifications. Ce sont des systèmes condensés de cycles aromatiques, naphténiques et hétérocycliques. Elles présentent une plus grande proportion des composés aromatiques que les huiles. Leurs molécules sont plus grosses et la proportion des hétéroatomes est plus élevée. La courbe de distribution de leur masse moléculaire s'étale de 500 à 50 000 g/mol, leur taille comprise entre 1 et 5 mm.

- **Les asphaltènes**

Constituent le deuxième groupe : ils sont définis comme les solides qui précipitent dans un pétrole brut ou un bitume après addition d'un solvant tel que l'heptane ou le pentane. Ce sont des composés à structure condensée, cyclique et aromatique. Ils représentent généralement entre 5 et 30% du bitume. Le rapport carbone / hydrogène est souvent à 0.8 et la proportion des hétéroatomes est importante (jusqu'à 10%). Ils se présentent sous forme de solides noirs, cassants et brillants, et représentant la fraction de plus haut poids moléculaire et plus aromatique du bitume, leur taille varie de 5 à 30 nm.

d. Modélisation de la structure d'un bitume

Après avoir décrit la composition chimique du bitume et ses 4 génériques, il est nécessaire de préciser la structure de ce matériau.

Plusieurs auteurs ont cherché à comprendre comment toutes les espèces présentes dans le bitume de polarité et d'aromaticité différente, s'organisent dans ce matériau. Cette compréhension de structure du bitume est importante car elle va notamment influer sur les propriétés rhéologiques du matériau.

- Nature colloïdale des bitumes

Selon le modèle Yen, les bitumes, tout au moins les bitumes de distillation directe, sont décrits comme des suspensions colloïdales de nanoparticules d'asphaltènes peptisées par les résines dans la phase malénique.

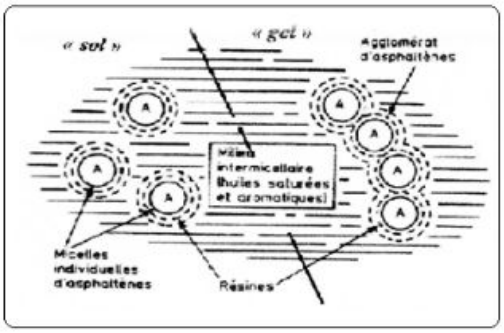


Figure III.3 : Schématisation de la structure colloïdale d'un bitume routier.

A l'aide de technique de diffusion, le meilleur pour décrire la morphologie des micelles en solution est le disque. Cependant, plusieurs autres expériences ont également démontré que les asphaltènes pouvaient se présenter sous trois formes différentes : sphère, cylindre, ou disque.

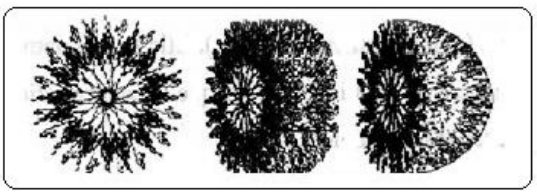


Figure III.4 : Les formes des micelles d'asphaltènes.

- Influence de la composition du bitume et de la température sur la structure colloïdale des bitumes

La structure d'un bitume est très complexe et dépend de la nature du bitume, de la température et de la composition générique de ce bitume. Trois types de structure se distinguent en fonction de la proportion relative des différentes familles génériques :

1. Structures de type SOL ;

C'est une suspension diluée d'asphaltènes dans un milieu fortement saturé par les résines. Dans ce cas, les asphaltènes ne sont pas en interaction. Cette structure présente les caractéristiques des liquides newtoniens (comportement visqueux).

Elle se rencontre dans les bitumes à phase maltènes riche en aromatique, et lorsque la concentration et la masse moléculaire des asphaltènes sont faibles.

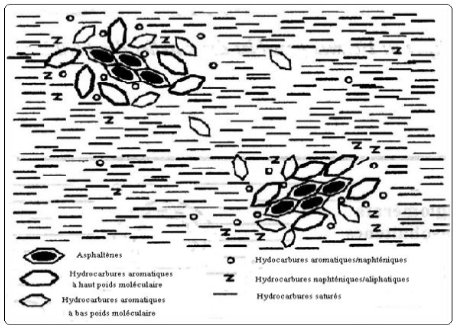


Figure III.5 : Structure du bitume.

2. Structure de type GEL ;

L'édifice structural est assuré par un squelette d'asphaltènes. A température ambiante, ces asphaltènes conduisent à une structuration du bitume par l'intermédiaire de leurs groupements polaires. Le milieu dispersant est faiblement structuré par les résines.

Ces bitumes sont riches en asphaltènes, présentent une phase maltène pauvre en hydrocarbures aromatiques. Cette structure présente les caractéristiques des liquides non-newtoniens (comportement élastique).

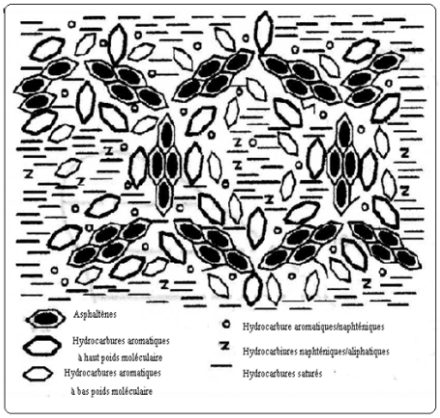


Figure III.6 : Structure gel du bitume.

3. Structure de type SOL - GEL ;

C'est une structure intermédiaire entre SOL et GEL caractérisé par des agglomérats de micelles d'asphaltènes baignant dans un milieu dispersant saturé par les résines.

La plus part des bitumes routiers possèdent cette structuré intermédiaire et présentent un comportement viscoélastique.

l est à noter que les bitumes soufflés ou oxydés, qui ont subi une déshydrogénation et une polémération des asphaltènes et des résines, sont plutôt du type gel.

e. Caractéristiques et propriétés des bitumes

- **Caractéristiques**

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

- **Propriétés**

- la viscosité ou consistance ;
- l'inflammabilité et la susceptibilité thermique ;
- la ductilité ;
- la pureté ;
- la cohésion ;

f. Types des bitumes

Les bitumes par distillation du pétrole brut est au revêtement routiers sont raffinés pour répondre à des spécifications particuliers, c'est le cas du bitume routier qui dans le béton bitumineux, et qu'on nomme alors plus simplement bitume. A l'état pur, les bitumes sont trop visqueux pour être utilisé, tel quels, on doit abaisser leur viscosité par chauffage (120 °C à 160 °C). Mais on connait d'autres façons de rendre le bitume temporairement fluide pour certains usages. L'association française de normalisation (AFNOR) distingue :

- Les bitumes fluidifiés :

Un bitume fluidifié « Cut- back » est un bitume dont la viscosité a été réduite par l'ajout d'un diluant plus ou moins volatil.

- Les bitumes fluxés : Un bitume est un bitume ramolli par l'addition d'une huile de fluxage de faible volatilité.
- Les bitumes fluxés mixtes : Bitumes dont on a déterminé leur consistance par incorporation de produits provenant d'une part de la distillation du pétrole, d'autre part de la distillation du pétrole, d'autre part de la distillation du goudron de houille.
- Les bitumes modifiés :

Les bitumes modifiés sont des liants bitumineux dont les propriétés ont été modifiées par l'emploi d'un agent chimique, qui introduit dans la bitume de base, en modifie la structure chimique et les propriétés physique et mécaniques. Ils sont codifiés dans les normes NF EN 14023. La norme est plutôt une description qu'une véritable classification en fonction de performances, ils sont préparés avant emploi dans une unité spécialisé.

g. Les additifs pour bitumes

Les additifs sont destinés à améliorer les propriétés de l'enrobé, ils peuvent être introduits soit dans le mélange au moment du malaxage soit directement dans le cuve de bitume **[75]**.

- Les dopes d'adhésivités :

Pour améliorer l'affinité réciproque entre le liant et les granulats et en assure la pérennité, des dopes d'adhésivité peuvent être utilisés. Il s'agit principalement de composés tensioactifs azotés dérivés des acides gras dosés à environ 0.3 à 0.6% du bitume. La chaux ou les fines calcaires, dosées jusqu'à 1% du bitume, peuvent également être utilisées comme agent dopant.

- Polyéthylène :

Provenance, déchets de câble, broyage de bouteilles de lait, de filme polyéthylène, polyéthylène neuf. Les déchets de polyéthylènes sont souvent un mélange de polyéthylène haut et bas densité. Lors de la fusion voisine de 130 °C, polyéthylène se combine en partie avec bitume. Le dosage est habituellement compris entre 0.4% et 1% par rapport aux granulats. La proportion de polyéthylène par rapport au bitume, peut ainsi varier entre 20 % et 66%.

- Polymères :

Ils se présentent sous forme de granulés incorporés lors du malaxage du mélange. Parmi les polymères utilisés en cuite :

1- Les polymères thermoplastiques élastomères.
   - SBS (Styrène Butadiène Styrène) ;
   - SIS (Styrène Isoprène Styrène) ;
   - SB (Styrène Butadiène) ;
   - SBR (copolymère statique) ;
2- Les polymères thermoplastiques.
   - EVA (Ethylène Acétate de Vinyle) ;
   - EMA (Ethylène Acrylate de Méthyle) ;
   - EBA (Ethylène Acrylate de Butyle) ;
   - PIB (Polyisobutylène) ;
3- Poudrette de caoutchouc et granulats de caoutchouc 2/6.

Incorporés au moment du malaxage, le caoutchouc se combine partiellement avec le bitume. La température de fabrication est supérieure à celle du bitume pur, la masse volumique du caoutchouc est de 1.15 g/cm^3.

4- Fibre neuves et de recyclages.

Les fibres peuvent être mélangés au liant préalablement ou introduites dans le mélanges à sec ou encore après incorporation du bitume. Selon le type de fibre, le mode de préparation en laboratoire doit être adapté tout en restant fidèle au mode d'incorporation industrielle. Différentes natures de fibres sont utilisées : verre, cellulose, polyester, composite.

5- Les colorants.

Les colorants utilisés en technique routière sont des pigments minéraux qui ont fait preuve de stabilité à la température d'enrobage ainsi qu'à la lumière. Les plus courants sont les oxydes métalliques suivants :

- les oxydes de fer de couleur rouge, jaune ou grise ;
- le chromate de plomb jaune clair ;
- l'oxyde de chrome de couleur bleue ;
- l'oxyde de titane de couleur blanche ;

h. Classification des bitumes

La classification des liants bitumineux repose sur deux essais physiques normalisés qui ont l'avantage d'être simple, largement répondus et de révéler fiables et reproductibles il s'agit de [63]:

- La pénétrabilité : qui est un indicateur de la consistance à la température ambiante.
- La température de ramollissement Bille et Anneau : qui donne une température d'équiconsistance (de l'ordre de 40 à 80 °C).

Le grade d'un bitume pur est un classement technologique selon la norme (NF EN 1426) **[77]**. Il associe une valeur de pénétrabilité à l'aiguille et une valeur de susceptibilité thermique mesuré par l'essai de ramollissement Bille et Anneau.

Le grade du bitume évalue donc sa dureté à 25 °C, plus la valeur est basse plus le bitume est dur. Ce grade issus d'un même brut varie en fonction des teneurs en asphaltènes et en saturés ainsi :

- Un bitume « dur » est très asphaltique.
- Un bitume « mou » plus riche en huiles saturés.

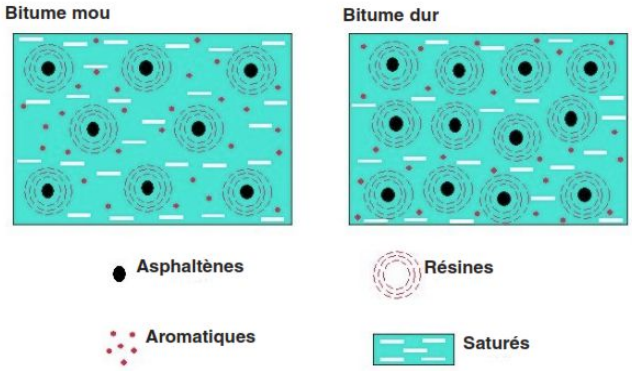


Figure III.7 : Le bitume mou et le bitume dure.

Actuellement une vingtaine d'opérateur privé satisfait 40% des besoins du marché. Naftec commercialise à partie de ces centres 4 formes de bitumes :

- les bitumes purs ;
- les bitumes fluidifiés ;
- les bitumes oxydés ;
- les émulsions de bitumes ;

Les plus utilisés en construction routière sont :

- les bitumes purs : Ils exigent deux grades : 80/100 et 40/50, représentants les limites de pénétrabilité de l'aiguille utilisée dans le domaine routiers pour la construction et l'entretien des chaussées et pour formulations des enrobés. Les bitumes sont purs utilisés comme matière de base pour la formulation des bitumes fluidifiés et des émulsions de bitumes.
- les bitumes fluidifiés ou Cut-back : Ils sont formulés dans les centres bitume de NAFTAL, ils sont obtenus en fluidifiants les bitumes purs avec du Kérosène. NAFTAL commercialise trois grades de bitumes fluidifiés :
  - 0/1 (cut-back très fluide) ;
  - 150/250 (cut-back visqueux) ;

- 400/600 (cut-back très visqueux) ;

Les bitumes fluidifiés sont des liants ayant pour but d'assurer la liaison entre granulats et support, ils sont utilisés :

- en enduit superficiels pour les chaussées ;
- pour la formulation des émulsions de bitume ;
- pour la formulation des enrobés ;

o les émulsions de bitumes ;

Quatre types d'émulsions de bitume sont formulés au centre d'EL-EULMA et sont distribués vers d'autres centres. Ce sont des émulsions cationiques :

- Emulsion de répandage 60% ;

Les émulsions sont utilisées essentiellement pour la réalisation des enduits superficiels :

- Emulsion d'enrobage 65% ;

Elle est appliquée pour la pénétration et l'enrobage de granulat :

- Emulsion sur stabilisée 60% ;

Elle est utilisée pour le traitement des sols et des graves.

i. Le choix de la classe de bitume

Soumise aux sollicitations du trafic et du climat, la chaussée peut subir des dégradations telles que :

- Déformations à haute température ;
- Les fissurations par fatigues sous le passage répété des véhicules ;
- Les fissurations aux basses températures ;

La résistance de la chaussée vis-à-vis de ces dégradations dépend de la performance du mélange et notamment du grade de bitume utilisé. Afin de se reprocher du meilleur comportement de chaussée, le choix de la classe de bitume tient compte les paramètres :

- Les sollicitations appliquées à la chaussée (Trafic - Climat) ;
- La susceptibilité du bitume ;
- L'augmentation de TBA due essentiellement au vieillissement lors de la fabrication de l'enrobé en centrale ;

Les classes de bitume recommandé selon les 3 zones de l'Algérie sont présentées dans le tableau 3.1, connaissant les trois zones du climat :

- Zone I :

Il s'agit de la région septentrionale. Elle est dominée par un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et hivers doux et pluvieux.

- Zone II :

Elle correspond principalement à la région de hauts plateaux, caractérisé par un climat semi-aride elle présente de longs hivers froids avec courtes périodes de neige et des étés chauds et courts.

- Zone III :

Elle correspond à la région désertique à faible pluviométrique.

Tableau III.4 : Le choix de la classe de bitume selon les zones Algériens et le trafic **[78]**.

Zone	Altitude	Classes		
I	Alt ≤ 500m	60/70	60/70 ou 40/50	40/50
	Alt > 500m	80/100	80/100 ou 60/70	60/70
II	Alt ≤ 500m	40/50	40/50 ou 20/30	20/30
	500m ≤ Alt ≤ 1000m	60/70	60/70 ou 40/50	40/50
	Alt > 1000m	80/100	80/100 ou 60/70	60/70
III	500m ≤ Alt ≤ 1000m	40/50	40/50 ou 20/30	20/30
	Alt > 1000m	60/70	60/70 ou 40/50	40/50
	Trafic	PLMJA < 150	150 ≤ PLMJA ≤ 520	PLMJA ≥ 520

Alt : altitude.
PLMJA : poids lourds moyens journalière annuelle.

III.2.2.3 Teneur en filler d'apport

La teneur en filler à retenir pour le chantier sera choisie telle que la teneur en fines du mélange soit comprise entre six (7%) et dix (10%) pour cent pour le béton bitumineux et entre six (6%) et neuf (9%) pour cent pour la grave bitume **[76].**

III.2.2.4 Spécifications des granulats selon les recommandations du CTTP d'Alger (février 2004)

- **Spécifications relatives aux caractéristiques intrinsèques des granulats :**

Les spécifications liées aux caractéristiques mécaniques des gravillons et de la fraction gravillons des graves sont présentés dans le tableau III.5 :

Tableau III.5 : Spécifications LA et MDE des gravillons **[78]**.

Type d'enrobé	Caractéristiques	Trafic PLMJA < 150	Trafic PLMJA ≥ 150
BB 0/14 GB 0/20	**LA**	≤ 30	≤ 25
	MDE	≤ 25	≤ 20

Les spécifications liées aux friabilités des sables sont présentés dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Spécifications Fs des sables **[78]**.

Type d'enrobé	Caractéristiques	Trafic PLMJA < 150	Trafic PLMJA ≥ 150
BB 0/14 GB 0/20	Fs	≤ 40	≤ 35

- **Spécifications relatives aux caractéristiques de fabrication :**

Les spécifications sur les fines sont présentées dans le tableau III.7 :

Tableau III.7 : Spécifications IVR et VBF des fines **[78]**.

Granularité	Tamisât à 0.2 mm=100% Tamisât à 0.02 mm >80%
IVR	≤ 40
VBF (les fines d'apport)	<10

- **Spécifications relatives aux caractéristiques de fabrication des gravillons sont présentées dans le tableau III.8:**

Tableau III.8 : Spécifications A et P des gravillons **[78]**.

Type d'enrobé	Caractéristiques	Trafic PLMJA < 150	Trafic PLMJA ≥ 150
BB 0/14 GB 0/20	**A**	≤ 30	≤ 25
	P	≤ 3	≤ 2

III.2.3 Mélanges bitumineux

III.2.3.1 Les bitumes dans la construction routière

Dans le domaine routier, l'application du bitume peut être réalisée selon deux axes :

A. Les enrobés bitumineux

a- Enrobé bitumineux à chaud

Les spécifications relatives aux caractéristiques intrinsèques des granulats, aux caractéristiques de fabrication et à celles liées au comportement des enrobés bitumineux en présence d'eau sont données ci-après.
Ces spécifications concernent les techniques des bétons bitumineux 0/14 destinés aux couches de roulement et des graves bitumes 0/20 destinées aux couches de base **[76].**

- **Granulats**

Les granulats doivent répondre aux exigences du tableau III.9 ci-dessous:

Tableau III.9 : Caractéristiques des granulats.

Caractéristiques	Spécifications		Analyse granulométrique			
	PL-MJA < 150	PL-MJA ≥ 150	Tamis	3/8	8/15	15/25
Coefficient Los Angeles	≤ 30	≤ 25	40	_	_	100
			25	_	100	85-99
Coefficient Micro Deval	≤ 25	≤ 20	15	_	85-99	1-15
			12,5	100	_	_
Coefficient d'aplatissement	≤ 30	≤ 25	10			≤ 3
			8	85-99	1-15	_
Propreté superficielle	≤ 3	≤ 2	5	_	≤ 3	_
Rapport de concassage	≥ 4	≥ 2				
Mottes d'argile et particules friables fraction 0/5 (%)	≤ 2	≤ 2	3	1-15	_	_
			2	≤ 3	_	_

- **Sable**

Le sable sera un sable de concassage, soit de pierres naturelles. Le sable devra être de préférence de même nature minéralogique que les granulats entrant dans la composition des enrobés.

Tableau III.10 : Caractéristiques du sable.

Caractéristiques	Spécifications		Analyse granulométrique	
	PL-MJA < 150	PL-MJA ≥ 150	Tamis	Spécifications
Équivalent de Sable à 10% de fines (%)	≥ 60	≥ 60	5	100
friabilité de sable FS	≤ 40	≤ 35	3	85-99
Valeur au bleu de méthylène VB (g/Kg)	≤ 1	≤ 1	0,08	10-22

Si la valeur de l'équivalent de sable PS est > 75 (sable considéré propre), il n'est pas nécessaire d'effectuer l'essai au bleu de méthylène (VB).

- **Fillers d'apport**

Quand la teneur en fines (élément inférieur à 80 microns du sable de concassage ou du sable broyé) nécessaire au béton bitumineux est insuffisante, compte tenu du pourcentage avec

lequel ce sable intervient dans la formule, il faut prévoir l'addition d'un filler. Les spécifications liées aux caractéristiques des fines sont données dans le tableau 3 ci-dessous :

Tableau III.11 : Caractéristiques du filler d'apport.

Caractéristiques	Spécifications
Granularité	Tamisât à 0,2 =100% Tamisât à 0,08 > 80%
Indice des vides Rigden IVR (NA 5009-1995)	≤ 40
Valeur au bleu de méthylène VBF (quantité de bleu adsorbée, en grammes, pour 1 000 g de fines) (NA 1948-1991)	≤ 10

- **liants hydrocarbonés**

a) liants pour couche d'accrochage

Les couches d'accrochage sont réalisées avec de l'émulsion cationique de bitume de pénétrabilité 80/100 ou 180/220 caractérisée par une rupture rapide et une viscosité faible (2 à 6° Engler) conforme à la norme (NF T 65-011) **[79].**

b) liants pour enrobes a chaud

Le bitume pour grave bitume et béton bitumineux est de la classe 40/50. En cas d'impossibilité d'approvisionnement en 40/50, l'Entrepreneur pourra utiliser un bitume de classe 60/70 après accord du Maître de l'Ouvrage. Le bitume utilisé devra répondre aux spécifications du tableau III.12 :

Tableau III.12 : Caractéristiques des bitumes.

Qualité	Unité	40/50	60/70
Point de ramollissement (NA 2617-1992)	°C	52 à 57	47 à 52
Pénétrabilité à 25°c (NA 5192-1993)	1/10mm	40 à 50	60 à 70
Densité relative à 25°C (NA 5224-1993)	Gr/ml	1,0 à 1,10	1,0 à 1,10
Perte de masse à la chaleur (NA 5193-2004)	%	<1%	< 1%
Point d'éclair (NA 5325-2000)	°C	> 250°c	> 230°c
Ductilité à 25°C (NA 5223-1993)	Cm	> 60	> 80
Différence de TBA après RTFOT (NA 5313-2001)	D TBA °C	≤ 9	≤ 9

b- Enrobé bitumineux à froid

Cette technique concerne les émulsions de bitume dans l'eau, solution peu onéreuse sur le plan énergétique mais nécessitant un ajustage précis du PH pour réaliser l'émulsion et une basicité adéquate des granulats pour rompe cette émulsion et libérer ainsi l'eau.

c- Enrobé bitumineux tièdes

Les enrobés tièdes se comportent d'une famille d'enrobés préparés à chaud, dont la température de fabrication varie entre 80°C et 130°C, selon les différents procédés de mélanges, les performances de ces enrobés tièdes sont strictement identiques à celles des enrobés à chaud, dès la fin de leur mise en œuvre ou de leur mise en service mais présentent l'avantage de permettre une diminution de nuisance (fumées, odeurs, gaz), tout au moment de la fabrication qu'à celui de la mise en œuvre, une limitation de la production des gaz à effet de serre, une réduction de la consommation énergétique lors du séchage partiel des granulats, et un émanations de vapeurs, particulièrement important dans les espaces confinés peu aérés.

- **Les enduits superficiels**

Concernant les bitumes fluidifiés et fluxés et les émulsions de bitumes obtenus par mélange avec des coupes plus légères, pour rendre le bitume fluide à température ambiante.

III.2.3.2 Les différents types d'enrobés à base de bitume pur (Enrobés bitumineux)

On distingue :

A. Enrobés pour assise de chaussée

1- Les graves bitumes (G.B)

Mise au point au début des années 70, elles représentent aujourd'hui la première technique de construction d'assises de chaussées sur le réseau autoroutier. La conception de ces enrobés résulte des constatations faites en 1950 et 1970. La stabilité est obtenue par l'utilisation de bitume relativement dur (35/50) à un dosage relativement faible et avec l'utilisation de granulats entièrement concassés. Pour obtenir des compacités correctes, on joue sur le critère « épaisseur » en répandant ce matériau en couche de 12 à 18 cm.

- **Le grave bitume classique**

Est un enrobé à chaux de granulométrie 0/20 (ou 0/14) contenant environ 4% de bitume 35/50. Devant les excellents résultats obtenus avec cet enrobé, notamment en matière de tenue à l'orniérage, il a été possible d'augmenter la teneur en bitume pour améliorer sa tenue à la fatigue.

- **Le grave bitume amélioré**

Le technicien routier dispose aujourd'hui de grave bitume amélioré ou grave bitume qui contient de 4.5 à 4.8% de bitume 35/50. Outre les grains obtenus en matière de durée de vie, l'augmentation du pourcentage du bitume rend le compactage plus facile et de réduire les épaisseurs. Les graves bitumes ont un domaine d'emploi de 10 à 15 cm.

2- Les sables bitumes (S.B)

C'est un mélange de sable naturel (souvent de forme arrondie), de sable concassé et de bitume très dur, ce dernier venant compenser le manque de stabilité du sable naturel. Cet enrobé de granulométrie 0/4 ou 0/6 contient 4 à 4.2 % de bitume 20/30. Il est répandu en couche de 10 à 15 cm d'épaisseur.

B. Enrobés pour couche de liaison (B.B.L)

La couche de liaison étant une couche de transition entre de base et la couche de roulement, sa formulation est intermédiaire entre les formulations de ces deux couches. C'est en général un enrobé 0/14 contenant environ 5% de bitume 35/50. Ce béton bitumineux de liaison (B.B.L) est mis en œuvre en couche de 5 à 8 cm d'épaisseur.

C. Enrobé pour couche de roulement (B.B)

Appelés « bétons bitumineux », ils correspondent aux enrobés semi grenus. Utilisés couramment sur l'ensemble des réseaux routier, ils représentent la majeure partie des enrobés pour couches de roulement. Dans la limite de notre thèse et vue l'utilisation potentiel de ce type de mélange bitumineux dans les routes de région de Médéa, on va s'intéresser à la formulation d'un enrobé semi grenus.

- Cas particulier des enrobés cloutés :

Dans certaines régions, il n'existe pas de matériaux présentant des caractéristiques intrinsèques correctes pour pouvoir être utilisées en couche de roulement.
Ce problème se pose souvent avec des matériaux calcaires dont le coefficient de polissage accéléré est insuffisant. Les enrobés cloutés ont été au point en s'inspirant de procédés utilisées dans les pays du nord de l'Europe et notamment en Angleterre. L'enrobé clouté est constitué par un enrobé à chaud confectionné à partir de granulats souvent polissables sur

lesquels ont vient répandre des gravillons durs et non polis sablés, derrière le finisseur, avant de procéder au compactage de la couche.

III.2.3.3 Les différents types d'enrobés à base de liants modifiés

On désigne sous ce vocable des produits qui se différencient des enrobés classiques à base de bitume pur évoqués aux paragraphes précédents (essentiellement grave bitume et bétons bitumineux), ces différences tiennent :

- à des compositions granulométriques particuliers, il s'agit très souvent d'enrobés discontinus).
- à l'utilisation de liants modifiés ou à l'ajout de produit comme : fibre, poudrette de caoutchouc, polyéthylène, PVC et toutes sortes de polymères qui ont pour objectif de modifier les caractéristiques rhéologiques du bitume pur.

III.2.3.4 Enrobés à module élevé (EME)

Ces enrobés concernent les assises de chaussées (base et fondation) et les couches de liaison. Le principe des enrobés à module élevés repose sur deux idées :

- le remplacement du bitume classique 35/50 par un bitume très dur 20/30 permet d'augmenter notablement le module de rigidité de l'enrober.

- on peut augmenter sensiblement le pourcentage de bitume sans risque d'orniérage grâce à l'utilisation d'un liant très rigide, ce qui se traduit par une meilleure tenue à la fatigue.

Ces caractéristiques mécaniques permettent de réduire sensiblement les épaisseurs, de l'ordre de 20 à 25%, d'où un intérêt économique non négligeable.

Le recul avec ce type de produit est insuffisant pour porter un jugement définitif sur ses qualités. On peut dire aujourd'hui que ce type d'enrobé répond très bien au problème de l'orniérage. En revanche, il ne faut pas écarter les risques de fissuration d'origine thermique bien que certains pensent que la forte épaisseur des films de bitume pourrait limiter ce risque.

III.2.3.5 Les bétons bitumineux très minces (BBTM)

Il s'agit d'un enrobé à chaud mis en œuvre en 25 cm d'épaisseur, se formulation se caractérise par une forte discontinuité : le mélange type étant constitué par environ 25 à 27 % de sable 0/2, 70 à 72 % de gravillon 6/10 et à 2 à 5 % de fines d'apport.

L'utilisation d'un bitume modifié avec un dosage de l'ordre de 6%, ces liants modifiés sont des bitumes polymères, des bitumes plus poudrettes de caoutchouc, ou des bitumes plus fibres synthétiques. Les résultats obtenus avec cette couche de roulement, mise au point vers 1985, sont remarquables au point de vue de la rugosité, de l'uni et de la durabilité.

Ce dernier point est important car ce type d'enrobé est atypique et ne répond pas aux grands principes des enrobés à chaud. Ce résultat très favorable est expliqué par la théorie du pralinage qui veut que les gravillons soient enrobés par un mastic bitumineux constitué par le liant et les éléments fins du sable.

Les gravillons sont collés les uns aux autres par ce mastic et résistent bien à l'arrachement grâce à l'utilisation d'un liant modifié.

III.2.3.6 Les enrobés drainants

On appelle enrobé drainant une couche de roulement de 4 cm d'épaisseur dont la teneur en vides est comprise entre 20 et 25 %. De granulométrie 0/10 ou 0/14, le mélange ne comporte que 10 à 12% de sable 0/2, avec des gravillons 6/10 au 10/14 qui constituent l'essentiel du

squelette de la formule, la faible teneur ensable limite le dosage en bitume aux environs de 4.5 à 4.8%. Cette couche de roulement présente la particularité d'être perméable à l'eau, cette dernière traverse le revêtement et s'écoule à la base de la couche pour ressortir sur le coté de la chaussée.

III.2.4 Méthodes de formulation des mélanges bitumineux

L'objectif principale de la formulation est de déterminer une composition optimale de granulats, de liants et de vides qui permettre d'atteindre des performances visées. Dans la suite on fera une brève description des différentes méthodes de formulation les plus connues.

III.2.4.1 Les méthodes traditionnelles de formulation

Parmi les principales méthodes traditionnelles de formulation on cite :

- La méthode Duriez LCPC ;
- La méthode ASTM ;
- La méthode Marshall ;
- La méthode Hubbard Field ;
- La méthode DIN ;
- La méthode Hveem ;

La plus utilisé, de part le monde, est sans doute la méthode Marshall **[80]**.

- **La méthode Marshall**

Les premiers concepts de cette méthode furent développés par Brue Marshall vers la fin des années 30, puis révisés et améliorés par la U.S. Army. Cette méthode vise à choisir la teneur en liant, pour une certaine densité du mélange, qui satisfait une stabilité minimale et un fluage évoluant dans un intervalle d'acceptation. La procédure de formulation peut se résumer en six étapes distinctes :

- **Le choix des agrégats :**

Les agrégats sont choisis selon leurs caractéristiques physiques (dureté, propreté, forme,…etc). Une fois ce choix effectué on détermine leur granulométrie et leur densité puis on choisit les différents agrégats nécessaires à l'obtention de la courbe granulométrique de référence.

- **Le choix du liant**

Cette méthode ne possédant pas une procédure de sélection et d'évaluation normalisée, le choix est laissé au formulateur qui devra réaliser les essais qu'il juge nécessaire.

- **La préparation des échantillons**

Les échantillons sont fabriqués dans des moules normalisés, typiquement on prépare 5 mélanges avec des teneurs en liant différentes, et pour chaque mélange, trois échantillons. Les échantillons sont ensuite compactés à l'aide d'un marteau aux dimensions normalisées et selon des règles bien précises.

- **Détermination de la stabilité et du fluage**

Une fois compactés les échantillons sont soumis à un essai de stabilité et fluage. La stabilité est la force maximale que peut supporter l'échantillon et le fluage est la déformation plastique qui s'ensuit. Ces deux valeurs sont en quelque sorte des mesures permettant de prévoir la performance de l'enrobé.

- **Calcul de la densité et des vides**

La densité et les vides (vide du mélange, vide du squelette minéral, vide remplis par le bitume) permettant de caractériser le mélange.

- **Choix de la teneur en liant optimale**

Ce choix dépend de la combinaison des résultats de stabilité et de fluage, des vides et de la densité. Ainsi 6 graphes représentant l'évolution du pourcentage de vides, de densité, du fluage, de la stabilité, des vides du squelette minéral (VMA) et des vides remplis par le bitume (VFA) en fonction de la teneur en liant sont tracés.

Le choix pourcentage de vides du mélange permet d'une part d'obtenir la teneur en liant optimale et d'une part de vérifier si cette teneur en liant satisfait les exigences sur les autres paramètres. Ces deux actions se font graphiquement à l'aide des courbes issues des essais sur les échantillons.

- **Insuffisance des méthodes traditionnelles de formulation**

Compte tenu des conditions actuelles de sollicitation des couches bitumineuses des chaussées et le nécessite qu'il y a, notamment pour des raisons de sécurité et de confort, de garantir les nombreuses qualités qu'elles requièrent davantage : stabilité, durabilité, résistance à la fatigue, flexibilité, résistance à la glissance, imperméabilité et compactibilité, les principes mêmes de ces méthodes traditionnelles doivent être repensés.

III.2.4.2 Les nouvelles méthodes de formulation

D'un point de vue pratique, la principale difficulté rencontrée au point de mélanges bitumineux, devant résister aux conditions sévères imposées par les sollicitations actuelles, est que l'étude doit souvent être faite par de petits laboratoires dépourvus des appareils scientifiques nécessaires.

Si bien que dans beaucoup de pays les mesures prises dans la lutte contre l'orniérage ont consisté à procéder à des ajustements des méthodes existantes et ce par une modification des modes opératoires auxquelles est parfois ajouté un ou plusieurs essais mécaniques supplémentaires.

Dans la lutte contre l'orniérage certains pays ont préféré rompre progressivement avec les méthodes existantes et ont mis aux point des méthodes de formulation fondées sur de nouveaux principes découlant des résultats de travaux liées aux observations faites in situ ainsi qu'aux activités de recherches effectuées en vue d'une meilleure maitrise des mécanismes d'orniérages.

Nous traiterons ci-dessous à titre d'exemple quelques méthodes nouvelles utilisées actuellement dans différents pays du monde.

- **La méthode française**

En 1960 il est apparu clairement en France que la méthode Marshall ne conduisait pas à des mélanges suffisamment stables pour résister à l'action des essieux lourds de 13 kN. Dès lors, une nouvelle méthode de formulation a été développée par le Laboratoire Central des Ponts et les Chaussées (LCPC).

A la fin des années soixante-dix, l'usage de cette méthode a été prescrit aux 17 laboratoires régionaux du ministère des travaux publics. Vu l'efficacité de cette nouvelle méthode, des laboratoires d'entreprises et de compagnies pétroliers commencèrent également à l'utiliser.

Aujourd'hui les spécifications figurants dans les normes sur les enrobés bitumineux sont exprimés à partir des essais utilisées dans cette méthode. Dans cette méthode, l'accent mis sur la résistance à l'orniérage (stabilité) sans pour autant négliger les autres propriétés (durabilité). La méthode comprend deux étapes :

- Etude de la composition volumétrique du mélange compacté ;
- La vérification expérimentale des propriétés mécaniques du mélange ;

❖ **La méthode de formulation américaine (SUPERPAVE MIX DESIGN)**

Cette méthode de formulation a été développée aux Etats-Unis pour remplacer la méthode de Marshall. Elle connait une grande application dans le domaine. Ainsi en 2000, 62% de la production totale en revêtement bitumineux s'est faite par l'utilisation de cette méthode.

Dans le cadre du programme de recherche SHRP (Stratigic Highway Research Program) dont les objectifs étaient d'améliorer le choix des matériaux et la formulation d'enrobés bitumineux, une nouvelle méthode de la formulation a été mise au point au début des années 90, la méthode SUPERPAVE (Superior Performing asphalt Pavement). La méthode de formulation SUPERPAVE est basée sur le concept de maniabilité lors de la pose ainsi que la performance de l'enrobé dans le temps, elle peut se diviser en 4 étapes.

- **Le choix des agrégats**

Ce choix suit trois critères différents, la courbe granulométrique qui doit être comprise entre deux limites et doit passer par des points fixes. Les spécifications caractéristiques des agrégats : angularité, forme et équivalent de sable, les critères spécifiques à la source des agrégats : dureté et propreté.

- **Le choix du liant**

Ce choix dépend, outre des caractéristiques physiques du liant (pénétration, viscosité,…etc.). des conditions climatiques et du type de trafic. Il existe une graduation des liants qui est fonction de la température maximale et minimale de la chaussée et des conditions de trafic. La détermination de ces trois paramètres associée avec une fiabilité minimale du résultat, permet de définir le grade minimal du liant à utiliser.

- **Choix de la teneur en liant optimale**

Des échantillons sont fabriqués avec quatre teneurs en liant différentes (variation de ±0.5%) et soumis au compactage dans la presse à cisaillement giratoire. On trace la graphique densité théorique maximal de l'enrobé en fonction du nombre de giration pour les 4 échantillons. Ensuite on détermine graphiquement la teneur en liant qui satisfait le pourcentage de vides voulu et le nombre de girations nécessaires pour l'obtenir. Le nombre de girations est défini par le trafic.

- **Essai de performance**

Cette dernière étape, encore en développement, normalisera les essais à faire pour déterminer les caractéristiques mécaniques des mélanges, à savoir le module dynamique, le flow film et le flow number.

❖ **La méthode Belge**

Le centre de recherche routière Belge a également développé une méthode de formulation pour les enrobés bitumineux, celles-ci se caractérise par qu'elle est analytique, l'utilisation d'un essai en laboratoire n'est justifiée que comme moyen de vérification des valeurs déterminées par la formulation volumique. La procédure de formulation se résume en trois phases.

- **Choix et caractérisation des matériaux**

Comme pour les autres méthodes, le choix des composants du mélange est d'une grande importance pour le résultat et les performances de l'enrobé. Il est important de connaitre les caractéristiques physiques des agrégats (granulométrie, dureté, propreté,…etc.) et du liant (pénétration, successibilité thermique, …etc.).

- **La formulation**

La composition d'un mélange doit en premier lieu etre conçus sur la base d'une méthode analytique prenant en compte les paramètres importants. Cette phase est intégrée dans le logiciel spédifique PRADO.

- **L'essai**

L'utilisation d'un essai de laboratoire permet de vérifier les résultats de la formulation analytique et, le cas échéant, de corriger les éventuels écarts en agissant soit sur la composition soit sur les matériaux. Ce n'est pas que lorsque l'essai et en accord avec les résultats que l'on peut passer à l'étape finale qui sont la passage d'une formulation volumique à une formulation masique, grace aux masses volumiques des composants, et le calcul des caractéristiques mécaniques de l'enrobé ainsi obtenu.

III.2.5 Méthodologies de formulation des mélanges bitumineux

III.2.5.1 Méthodologie d'étude de formulation

La chronologie d'un travail de formulation d'enrobé suit les étapes suivantes :

- sélection et identification des constituants ;
- la mise au point du mélange qui n'est pas imposé seulement, elle doit correspondre à des performances ;
- épreuves de formulation ;

Une étude de formulation permet de connaitre le dosage des différents composants de granulats et de liant tout en assurant les performances permettant d'avoir un compromis entre la maniabilité (évolution du pourcentage du vide), la compacité, l'adhésivité, la rugosité, et surtout la résistance à l'orniérage.

III.2.5.2 Méthodologie de formulation en France

Les fractions granulaires sont choisisses parmi les suivantes : 1/2, 0/4, 2/4, 4/6, 6/10, 4/10.

Les démarches d'une formulation consistent à connaitre les paramètres suivants **[78]**:

- caractéristiques mécaniques des granulats ;
- caractéristiques des sables et des fines ;
- proportion de chacune des fractions ;
- la courbe granulométrique du mélange ;

1- Détermination de la teneur en bitume

On appelle teneur en bitume la masse de liant sur la masse des granulats secs exprimé en pourcentage, pour cela on utilise la formule suivante :

$$\text{Teneur en liant} = k.a.(Q)^{1/5} \qquad \text{(III.1)}$$

Q : Surface spécifique conventionnelle ;

$$Q = 0.25G+2.3S+12S+135f \text{ en } m^2/kg \qquad \text{(III.2)}$$

G : Proportion pondérale des éléments supérieure 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 inférieur à 0.08 mm ;
K : Module de richesse qui caractérise l'épaisseur moyenne autour des granulats ;
a : Coefficient destiné à tenir compte de la masse volumique des granulats (MVRG);
Si celle-ci diffère de 2.65 t/m^3, on utilise la formule suivante :

$$a = 2.65 / MVRG \qquad \text{(III.3)}$$

2- Masse volumique réelle (MVR)

Peut être déterminer sur le mélange selon la norme NF EN 12697-5 [ ] par la méthode à l'eau, ou à partir des masses volumiques des composants, par les formules suivantes :

$$MVR = (100+TL_{ext})/[(\%G_1/n_1)+\ldots\ldots\ldots+(\%G_n/n_n)+(TL_{ext}/n_b)] \quad (III.4)$$

$\%G_i$: Pourcentage des fractions granulaires;
n_n : Les masses volumiques des granulats;
n_b : Le masse volumique du bitume;
TL_{ext} : Teneur en liant extérieure qui représente le rapport de la masse de liant, à la masse de granulats secs. Cependant il existe une autre méthode pour calculer MVR :

$$MVR = 100/[(\%G_1/n_1)+/[(\%G_2/n_2)\ldots\ldots\ldots+(\%G_n/n_n)+(TL_{int}/n_b)] \quad (III.5)$$

TL_{int} : Teneur en liant intérieure qui représente le rapport de liant, à la masse du mélange total.

- ✓ TL_{ext} : est utilisées en France pour la plus part des enrobes ;
- ✓ TL_{int} : est utilisées pour les asphaltes coulés ;
- ✓ TL_{ext} et TL_{int} : sont liées par la formule suivante :

$$TL_{int} = TL_{ext}/(100+TL_{ext}) \quad (III.6)$$

La masse volumique réelle des granulats (MVRG) peut être calculée par la formule suivante:

$$MVRG = \frac{100}{\frac{\%G1}{\rho G1}+\frac{\%G2}{\rho G2}+\ldots\ldots+\frac{\%Gn}{\rho Gn}} \quad (III.7)$$

3- Masse volumique réelle de l'enrobé (MVRE)
Elle peut être calculée à partir des masses volumiques des composants obtenues par diverses méthodes (eau, solvant, huile de paraffine) et est alors notée MVRE, à partir de la formule suivante :

$$MVRE = \frac{100+\%\,liant}{\frac{100}{MVRG}+\frac{\%\,liant}{\rho\,liant}} \quad (III.8)$$

4- La compacité

Elle est déterminée à partir de MVR et MVA par la formule :

$$C\,\% = 100.\,(MVA \text{ ou } MVa)/MVR \quad (III.9)$$

Pourcentage de vide % = 100 % - compacité %

5- Epreuve de formulation

On établie une séquence d'essai en fonction du niveau d'épreuve, cela est fonction des exigences, des objectifs, et des enjeux.

La norme française (NFP 98-150-1) [ ] définie cinq niveaux de formulation :

- Niv 0 : Courbe granulométrique et teneur en liant ;
- Niv 1 : Essai PCG (Presse à Cisaillement Giratoire), essais de tenue à l'eau à 18°C ;
- Niv 2 : PCG, Tenue à l'eau à 18 °C, essai d'orniérage ;
- Niv 3 : PCG, Tenue à l'eau à 18 °C, essai d'orniérage, essai de module complexe ;
- Niv 4 : PCG, Tenue à l'eau à 18 °C, essai d'orniérage, essai de module, essai de fatigue ;

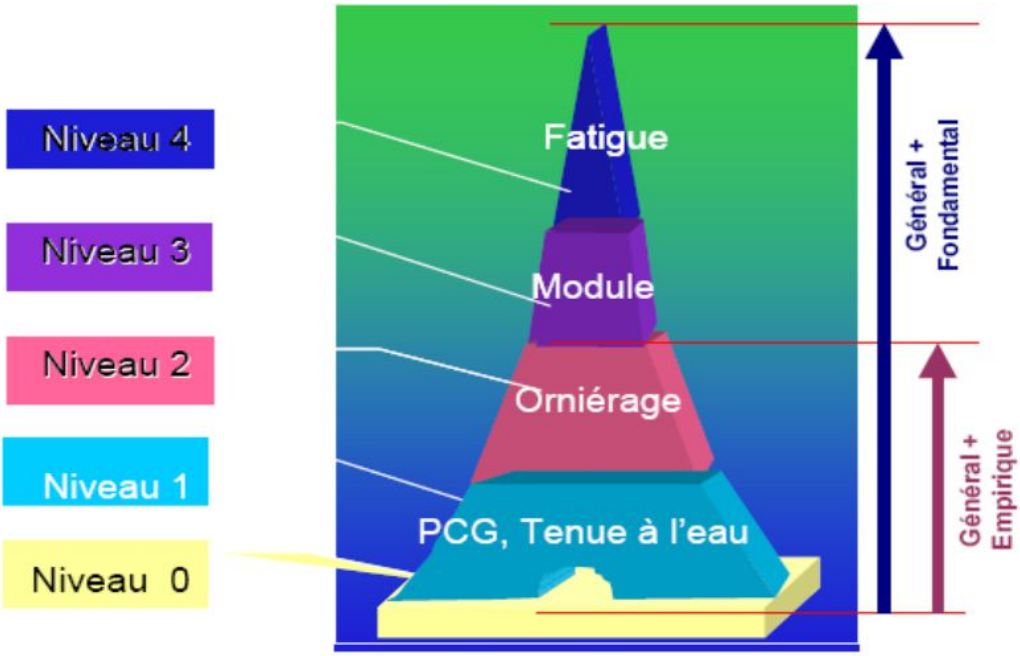


Figure III.8 : Niveaux d'épreuves de formulation des enrobés.

III.2.6 Méthodologies de formulation en Algérie

On Algérie le seul type de béton bitumineux utilisé potentiellement c'est le béton bitumineux semi grenu 0/14. Les fractions granulaires sont choisis parmi les suivantes : 0/3, 3/8, 8/15.

L'étude d'une formulation au laboratoire Algériens s'est déroulée en deux phases **[78]**:

- Phase 1 : identification des matériaux constitutif (bitume, granulat, fillers d'apport) ;
- Phase 2 : réalisation de deux essais de performance mécaniques (Marshall et Duriez) ;

Les démarches d'une formulation Algérienne consistent à connaitre les paramètres suivants :

- l'identification des bitumes ;
- les caractéristiques des sables et des fines ;
  - Calcul de la masse volumique :
    - Masse volumique réelle des granulats ;
    - Masse volumique apparente ;
    - Masse volumique réelle ;
  - Proportion de chacun des fractions ;
  - La courbe granulométrique du mélange ;
  - La détermination de la teneur en bitume ;
  - Le dosage en liant est calculé avec les 4 modules de richesses on aura donc 4 formulations :

Tableau III.13 : Valeurs des 4 modules de richesses **[78]**.

Type d'enrobé	Module de richesse			
0/14	3.45	3.60	3.75	3.90

On constate que le formulateur ayant la composition granulaire du mélange établit 4 formulations correspondant aux modules de richesse.

  - détermination du % de vide ;
  - calcul des caractéristiques mécaniques des enrobés pour les 4 formulations par deux essais : Essai Marshall et essai Duriez.

❖ Essai Marshall

- stabilité Marshall : résistance à l'écrasement diamétral entre mâchoires à une température de 60 °C ;
- fluage Marshall : déplacement au moment de la rupture ;
- la compacité et le pourcentage des vides ;

❖ L'essai Duriez

- résistance en compression à sec R ;
- résistance en compression à l'immersion r' ;
- rapport immersion / sec (r'/R) ;

III.2.7 Fabrication d'un enrobé au laboratoire

Lors de la préparation des mélanges hydrostatiques à chaud, la température de référence est définie comme suit en fonction de la catégorie de liant hydrocarboné utilisée :

- Bitume 80/100……140°C±5°C.
- Bitume 40/50……..160°C±5°C.

III.2.7.1 Préparation des granulats et des fines d'apport

Chacune des classes granulaires entrant dans la construction du mélange hydrocarboné est prélevé à partir de lots homogénéisés selon la norme (P18-553) **[81]** « préparation des échantillons pour essais ».

Les granulats sont séchés dans une étuve ventilée à une température comprise entre 90 et 110 °C jusqu'à masse constante.

La masse des granulats est considérée constante lorsque la variation de masse entre deux pesées d'un échantillon représentatif, à deux heures d'intervalle, est inférieure à 0.1% de la masse des granulats.

Chaque classe granulaire est pesée à 0.1% près, ainsi que les fines d'apport et les additifs éventuels.

- Cas du malaxage à l'aide d'un malaxeur à cuve non thermostaté.

Les granulats secs à mélanger sont maintenus à une température supérieure de 20°C ±5°C à la température de référence d l'essai pendant au moins 10 h.

- Cas du malaxage à l'aide d'un malaxeur à cuve thermostaté.

Les granulats secs sont maintenus pendant au moins 10 h à la température de référence ±5°C. Les granulats chauds sont introduits dans la cuve thermostaté du malaxeur portée à la température de référence ±5°C. Chaque classe granulaire est pesée à 0.1% près, ainsi que les fines d'apport et les additifs éventuels.

- Cas du mélange à l'aide d'un malaxeur à cuve non thermostatée.

Les granulats secs à mélanger sont maintenus à une température supérieur de 20°C ±5°C à la température de référence de l'essai pendant au moins 10h.

- Cas du malaxage à l'aide d'un malaxeur à cuve thermostatée.

Les granulats secs sont maintenus pendant au moins 10 h à la température de référence ±5°C.

Les granulats chauds sont introduits dans la cuve thermostaté du malaxeur portée à la température de référence ±5°C.

III.2.7.2 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 des récipients remplis et fermés. La mise en température du liant est effectuée en deux phases :

- le récipient rempli et fermé, placé en étuve, est porté à la température de référence 0°C, +10°C, enmoins de 5h.
- 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 10min.

III.2.7.3 Malaxage

L'ordre d'introduction des constituants doit être précis sur la feuille d'essai. La cuve contenant les granulats à mélanger est installée sur le malaxeur en essayant de limiter au maximum les déperditions de température. Le malaxeur est actionné pendant 30s ±5s afin de bien homogénéiser les granulats.

Le liant est versé pour déterminer la masse de liant introduite dans le mélange, il est procédé par pesées successives, à 0.1% près, des récipients contenant le liant ne doit pas dépasser de plus de 1% en valeur relative la masse de liant théorique si non la gâchée est rejeté. La durée de malaxage doit conduire à mélange visuellement homogène. La durée totale de malaxage doit conduire à un mélange visuellement homogène.

La durée totale du malaxage est comprise entre 2 et 5 min. Pour déterminer la masse de liants introduite dans le mélange, on procède par pesées successives, à 0.1% près du récipient contenant le liant. La masse de liant ne doit pas dépasser de plus de 1% en valeur relative la masse de liant théorique si non la gâchée doit rejetée. La durée de malaxage doit conduire à un mélange visuellement homogène.

III.3 Fabrication des bitumes dans les centrales d'enrobage et les différents modes de fabrication des enrobés bitumineux

III.3.1 Principe et matériels

III.3.1.1 Principe

Bien que d'autres méthodes existent, les bitumes sont majoritairement (70%) utilisés dans des applications dites « à chaud » où le liant est fluidifié par élévation de température autour de 160°C, afin d'être mélangé dans des malaxeurs industrielles à des granulats calibrés préalablement séchés, de cette manière, différents types d'enrobés bitumineux sont fabriqués en faisant varier la proportion et la nature des constituants.La fabrications des enrobés bitumineux se décompose en différentes étapes :

- stockage des constituants pour réserver leurs propriétés ;
- dosage ;
- chauffage du bitume pour atteindre sa température d'application dans un malaxeur ou un pétrin calorifugé et éventuellement séchage des granulats dans un sécheur ;
- mélange du bitume chaud et des granulats éventuellement préchauffés et séchés dans le malaxeur ou pétrin, ou coulée du bitume chaud sur les granulats mis en place ou coulée des granulats sur le bitume chaud répondu, selon l'application ;
- transport et mise en place ;

Un enrobé bitumineux « frais » acquiert ses propriétés physiques définitives dès qu'il a refroidi de sa température de fabrication à son temps d'utilisation.

III.3.1.2 Matériels : toutes les centrales d'enrobages ont un certain nombre de points communs :

- les prés doseurs ;
- séchage et dépoussiérage ;
- le malaxage ;

III.3.2 Centrales d'enrobage

III.3.2.1 Centrale d'enrobage discontinue

Ce procédé existe dans le début de l'utilisation des enrobés bitumineux à chaud. Les granulats, sont séchés et réchauffés dans un tambour sécheur à contre courant. Ensuite, ces granulats chauds sont transportés (élévateur à chaud) vers les zones de calibrages, stockage et pesage. L'ensemble des constituants (granulats, fines, bitume) favorisent les émissions de particules, par les fuites d'émissions de particules dans le circuit. Il faut préciser que, ici, l'émission dans la cheminée est due uniquement à la combustion, sachant que les poussières engendrées par le processus de séchages sont piégées par le dépoussiéreur. Les tambours rotatifs (sécheurs) ont normalement 2 à 2.5 m diamètre et 7 à 10 m de longueur.

III.3.2.2 Centrale d'enrobage continue

Les agrégats et le bitume dosés volumétriquement, s'écoulent dans un malaxeur constitué par deux axes horizontaux comportant des palettes de malaxage.
Le mélange s'effectue donc en continu tout au long du malaxeur d'où le nom donné à ce mode de malaxage. Ce type de centrale peut être déplacé assez facilement et est beaucoup utilisé pour des chantiers routiers où le changement de formule n'est pas fréquent.

III.4 Essais au laboratoire sur les enrobés bitumineux

III.4.1 les essais classiques

Les différents essais existent sur les matériaux bitumineux peuvent être classées selon l'état de contrainte et de déformation en deux grandes catégories :

III.4.1.1 Les essais non homogènes

Les essais non homogènes correspondant à des essais de structure, il faut postuler une loi de comportement à priori et prendre en compte la structure de l'éprouvette ou de l'ouvrage pour obtenir les paramètres de la loi de comportement, et ce après des calculs qui sont souvent compliqués. Ils peuvent être utilisés dans le cas où le comportement du matériau est simple (élasticité linéaire isotrope ou viscoélasticité isotrope). Parmi les essais non homogènes on cite :

- **L'essai Marshall (NA 5227 / EN 12697-34)**

L'essai Marshall qui est toujours très utilisé au niveau international, conduit à la détermination directe de la stabilité Marshall (valeur de la déformation en 1/10 mm correspondant à la stabilité). Deux granulats liées à la caractérisation empirique de l'orniérage, elles permettent de définir le quotient Marshall SM / FM (Stabilité Marshall / Fluage Marshall) **[80]**.

- **L'essai Duriez**

La méthode d'essai Duriez, essai de compression simple type a pour but de déterminer à 18°C pour un compactage donnée, la tenue à l'eau d'un mélange hydrocarboné à chaud à partir des résistances à la compression avec ou sans immersions des éprouvettes. Le mélange hydrocarboné est compacté dans un moule cylindrique par une pression statique à double effet. Une partie des éprouvettes est conservée sans immersion à température (18°C) et hygrométrie contrôlées. L'autre partie est conservée immergée.

Chaque groupe d'éprouvette est écrasé en compression simple.

- **L'essai à la PCG**

L'essai a pour but d'étudier le comportement au compactage d'un enrobé. La méthode de Marshall ne permet pas la mesure d'un pourcentage de vides que pour un effort de compactage unique. L'essai à la PCG permet de mesurer l'évolution du % de vides en fonction du nombre de girations décrit la maniabilité du mélange qui est utilisé comme critère de formulation des enrobés. Le critère de maniabilité permet d'exercer une discrimination entre des mélanges trop maniables, qui auront tendance à présenter des ornières, et des mélanges peu maniables, qui seront perméables et peu durables. L'essai à la PCG permet également une appréciation qualitative de l'éprouvette densifiée, de la texture de la surface et des risques de ressuage en service.

- **L'essai de la compression diamétrale**

Cet essai a pour but d'atteindre un état de traction dans la zone centrale d'un échantillon cylindrique de faible épaisseur. Les grandeurs mesurées au cours de l'essai sont la variation de diamètre de l'éprouvette et la force d'application, à partir des quelles est déduit par calcul le module de déformation à la résistance traction du matériau, il est encore appelé essai de « traction directe » ou encore « essai brésilien ».

- **Avantage :**

Le principal avantage de ce dernier essai réside dans le fait que les éprouvettes peuvent être directement prélevées in-situ et qu'elles ne doivent pas être collées sur des casques en métal.

- **Inconvénient :**

Cet essai simple dans la pratique présente cependant comme inconvénient que l'état de contrainte dans la partie centrale du disque n'est pas de nature homogène.

- **L'essai de fatigue non homogène**

Une éprouvette trapézoïdale est soumise à une température et pour une fréquence de chargement fixées, à une déformation imposée. Lorsque la contrainte appliquée pour maintenir la déformation constante est diminuée de moitié, l'éprouvette est considérée comme endommagée au nombre de cycles considéré.

III.4.1.2 Les essais homogènes

Les essais homogènes donnent, sans hypothèse complémentaire, accès à la loi de comportement du matériau, l'état de contrainte et de déformation est le même en chaque point de l'éprouvette testée.

- **Essais de compression simple**

Il consiste à appliquer à une éprouvette de forme cylindrique ou prismatique une compression simple cyclique, avec ou sans confinement.

- **Essais de traction directe**

Il s'agit d'un essai de traction à température constante et à vitesse de déformation constante. Au cour de l'essai, les paramètres mesurés sont la contrainte, la déformation et la température à l'instant t. La contrainte maximale, encore appelée contraintes de rupture, et la déformation correspondante donnent directement accès à la résistance en traction du matériau testé, pour les conditions d'essai (température, vitesse) considérées.

- **Essais de module complexe**

La rigidité du mélange est déterminée soit par un essai de module complexe (sollicitation sinusoïdale sur éprouvette trapézoïdale ou parallépipédique) soit par un essai de traction uni-axial (sur éprouvette cylindrique ou parallépipédique). La charge est appliquée dans un domaine de petites déformations en contrôlant le temps ou la fréquence, la température, la loi de chargement.

III.4.2 Essais simulateurs de trafic

Les essais consistent en l'application d'une charge roulante sur une éprouvette parallépipédique ou cylindrique, dans des conditions de température fixées entre 45°C et 60°C et aussi constantes que possible. Le pesage répété de la charge provoque une ornière dont on mesure la profondeur.

- **Essai d'orniérage**

Le corps d'épreuve est une plaque parallèle de 5 cm ou de 10 cm d'épaisseur de mise en œuvre de l'enrobé est inférieure ou supérieure à 5 cm. Cette plaque est soumise au trafic d'une roue équipée d'un pneumatique (fréquence Hz, charge 5 kN, pression 6 bars), dans des conditions sévères de température (60°C).

III.5 Comportement des enrobés bitumineux

Les enrobés bitumineux ont un comportement complexe. On peut identifier quatre types de comportement principaux des enrobés en considérant l'amplitude de la déformation $|\varepsilon|$ et le nombre de cycle de chargement appliqués N.

III.5.1 Comportement non linéaire

Pour un faible nombre de chargement et des déformations de plaque % le comportement observé est fortement non linéaire.

III.5.2 Comportement viscoélastique linéaire

Pour des chargements comprenant quelques certaines de cycles et des déformations « faible » ($<10^{-4}$) le comportement est considéré en première approximation viscoélastique linéaire. De nombreux ont trouvé expérimentalement que des amplitudes de déformation de l'ordre de quelque 10^{-5} m/m à 10^{-4} m/m.

III.5.3 La fatigue

Pour des chargements comprenant quelques centaines de cycles et des déformations « faibles », les phénomènes d'endommagement apparaissent, le matériau se fatigue.

III.5.4 L'orniérage

Lorsque des cycles divinatoires en contraintes sont appliqués d'une contrainte nulle, des déformations irréversibles, non négligeables existent pour des amplitudes de déformations « proches » de la rupture, leur accumulation crée de l'orniérage.

III.6 Formulation du béton bitumineux

III.6.1 Réflexion préliminaire sur les bétons bitumineux

L'idée du recyclage de matériaux bitumineux dans le béton de ciment fait coexister au sein d'un même matériau le bitume et le ciment. Cette association peut entraîner un questionnement sur d'éventuelles incompatibilités qui pourraient entraîner des problèmes notamment sur les propriétés du béton à l'état frais. D'après les expériences déjà réalisées, il apparaît que l'utilisation de ciment pour retraiter des matériaux bitumineux, sous forme de graves traitées ou de bétons compactés, ne pose pas de problèmes particuliers au niveau des propriétés du matériau durci ; cependant nous n'avons pas d'éléments précis sur le

comportement à l'état frais. L'association de bitume et de ciment a également été réalisée dans le cadre de liants mixtes **[82]** dont le comportement n'a pas toujours donné toute satisfaction : des pertes de cohésion des graves ainsi traitées ont pu être constatées sur certains carottages de chaussée effectués après plusieurs années de service. Dans tous les cas, l'utilisation de fraisât d'enrobés dans des bétons pervibrés n'ayant pas d'antécédents bien connus, il était nécessaire de s'assurer qu'aucun problème majeur de compatibilité physico-chimique ne viendrait affecter la substitution des granulats du béton par des fraisât. Des essais de comportement à l'état frais ont été réalisés sur des mortiers contenant du sable naturel (fraction 0/2mm) ou du sable de fraisat (fraction 0/2mm), et en présence ou non de plastifiant (Cimplast 302 de Axim), les deux cas pouvant être rencontrés dans les bétons routiers. Les deux critères principaux régissant le comportement du béton frais sont le raidissement dans le temps, qui peut être évalué par mesures successives du temps d'écoulement au maniabilimètre (norme NFP 18-452 **[83]**), et le temps de prise, qui est mesuré par l'essai à l'aiguille de Vicat (norme NF EN 480-2 **[84]**). Pour l'essai de raidissement, les deux mortiers (avec et sans fraisât) sont fabriqués avec le même rapport eau/ciment et la quantité de pâte est ajustée de manière à obtenir un temps d'écoulement initial à peu près équivalent. Les formules fabriquées sont données dans le tableau III.17 **[85]**.

Tableau III.14 : Composition des mortiers pour les essais d'écoulement au maniabilimètre.

	Ciment (g)	Plastifiant (g)	Eau (g)	Sable (g)
Mortier témoin	450	0	245	1350
Mortier de fraisât	513	0	279	1215
Mortier témoin+ plastifiant	450	9.9	213	1350
Mortier de fraisât+ plastifiant	488	10.7	231	1160

On réalise cinq mesures du temps d'écoulement à intervalles réguliers et l'on note que celui-ci augmente progressivement. On fait apparaître sur les figures 3.9 et 3.10 une courbe de tendance traduisant cette évolution. Pour les mortiers sans adjuvant, cette courbe est linéaire, tandis qu'elle est exponentielle pour les mortiers avec plastifiant. Cependant, dans les deux cas, l'évolution est quasi-similaire pour les mortiers avec et sans fraisât.

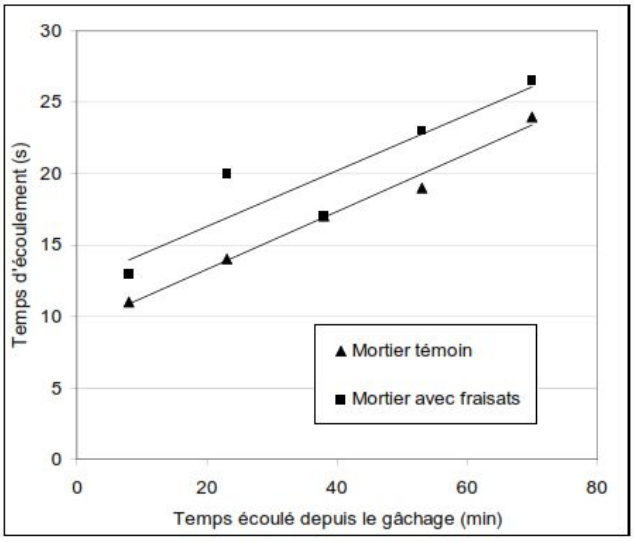


Figure III.9 : Raidissement des mortiers non adjuvantés **[85]**.

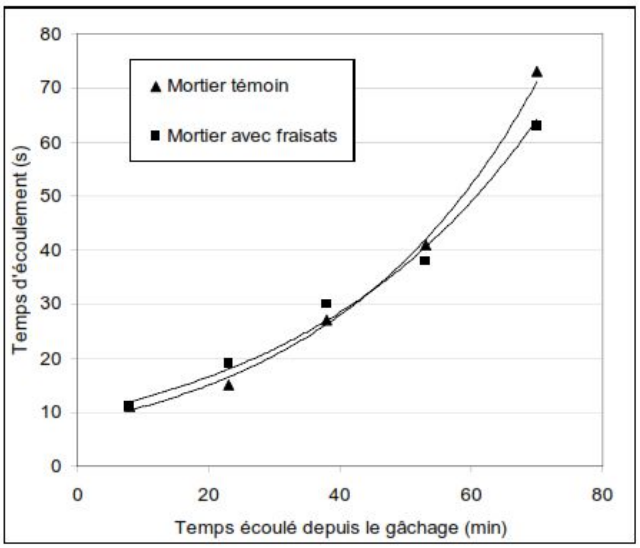


Figure III.10 : Raidissement des mortiers avec plastifiant **[85]**.

Nous pouvons donc considérer que l'introduction de fraisât dans le mortier et par extension dans le béton, ne perturbe pas le maintien de l'ouvrabilité que l'on souhaite conserver. Il n'y a donc pas, du point de vue de la rhéologie à l'état frais, de réaction parasite entre le bitume et le ciment pour les matériaux sélectionnés dans notre étude.

Les essais de temps de prise ont été réalisés avec les mêmes mortiers que pour les essais de raidissement ; les mortiers avec et sans fraisât présentent donc le même rapport eau/ciment et le même temps d'écoulement au maniabilimètre.

La figure III.11 présente les courbes de prise des deux mortiers non adjuvantés. Nous pouvons constater d'après ce graphique que les débuts et fins de prise des deux mortiers sont pratiquement simultanés, la différence de 15 minutes observée n'étant que peu significative.

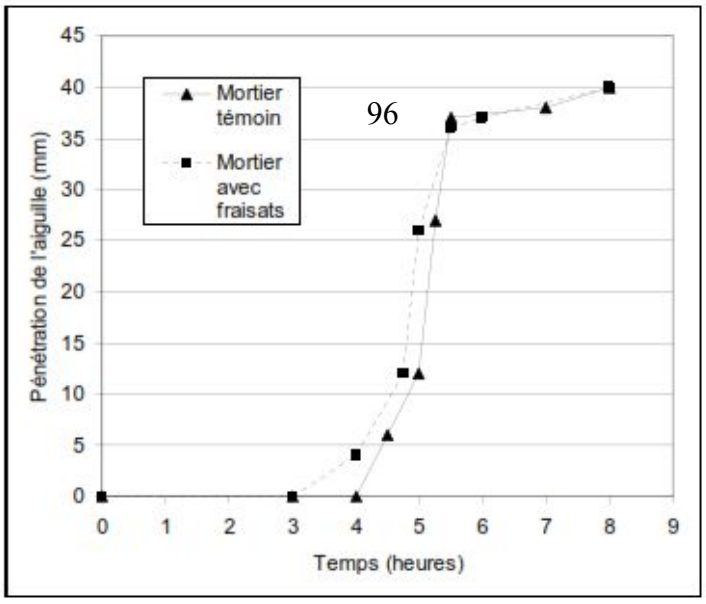


Figure III.11 : Prise des mortiers non adjuvantés **[85]**.

Les temps de prise des mortiers avec plastifiant sont plus importants, ce qui ne nous a pas permis de réaliser une courbe complète comme précédemment (temps de fin de prise supérieur à 12 heures). Cependant, les temps de début de prise sont comparables entre le mortier témoin et le mortier avec fraisât. Il apparaît donc que l'introduction de fraisât ne

perturbe pas la prise du ciment et nous pouvons ainsi considérer que l'utilisation de fraisât dans les bétons pervibrés ne pose pas de problèmes vis à vis du comportement à l'état frais.

III.6.1.1 Formulation et fabrication des bétons

Nous avons vu précédemment qu'il n'y avait pas d'incompatibilité physico-chimique notable empêchant le recyclage de fraisât dans le béton pervibré. Nous allons à présent nous intéresser aux aspects de formulation et de fabrication qui pourraient être affectés par la substitution de granulats naturels par des fraisât.

La granulométrie d'un fraisât dépend à la fois du type d'enrobé dont il provient et de la vitesse de fraisage utilisée.

En effet, le fraisât est en grande partie constituée de granulats naturels enrobés d'une fine couche de bitume ; on retrouve donc partiellement dans la granulométrie du fraisât la granulométrie originelle du squelette granulaire de l'enrobé. Cependant, le fraisât est également caractérisé par des agglomérats constitués de plusieurs granulats naturels collés entre eux par du bitume. Ces agglomérats concernent essentiellement les grains les plus fins et leur quantité dépend fortement de la vitesse de fraisage.

Plus cette vitesse est lente, plus les agglomérats seront décohésionnés avec, par conséquent, une production de fines plus importante. La figure III.12 montre par exemple la granulométrie du fraisât utilisé dans notre étude, comparée à la granulométrie originelle du squelette de l'enrobé.

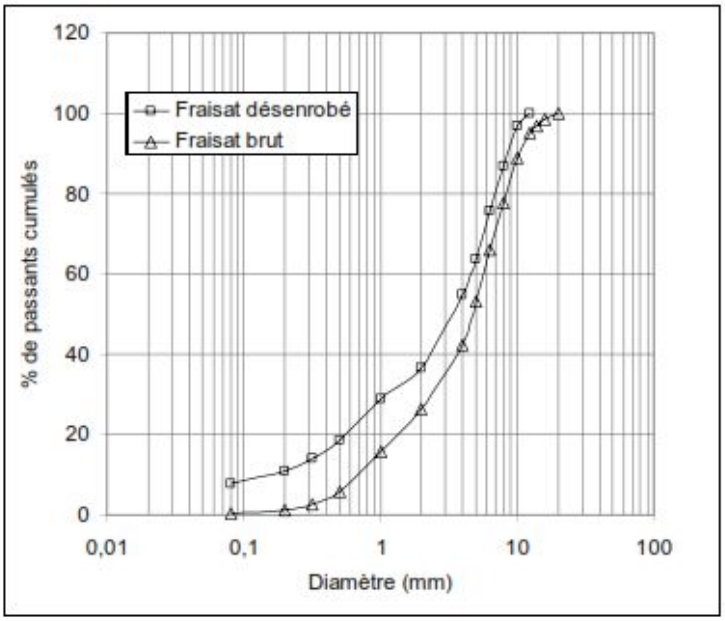


Figure III.12 : Courbes granulométriques comparées du fraisât (écrêté à 20 mm) avant et après désenrobage par la méthode de Rouen **[85]**.

Nous pouvons constater sur cette figure que les courbes sont proches dans la partie supérieure (D > 2mm) et qu'elles se séparent nettement pour les parties les plus fines.

Cela traduit bien la présence dans le fraisât d'agglomérats constitués des grains les plus fins collés entre eux par le bitume. La formulation d'un béton incorporant des fraisât devra donc se faire avec l'ajout d'un sable correcteur permettant de compenser ce manque de fines. Le taux de fraisât maximal de 100 % ne pourra donc pas être atteint dans les mélanges, sauf à formuler un béton présentant des problèmes de stabilité à l'état frais (ressuage, ségrégation).

En ce qui concerne la fabrication du béton, l'utilisation de fraisât pourrait poser divers problèmes. Nous ne rentrerons pas ici dans le détail des contraintes liées à l'utilisation de fraisât dans les centrales à béton, nous nous contenterons de suivre l'évolution de la granulométrie du fraisât au cours du malaxage.

En effet, la présence d'agglomérats dans le fraisât peut laisser supposer que le malaxage pourrait, en les détruisant, faire évoluer la granulométrie du mélange, ce qui modifierait le comportement du béton. Pour vérifier ce point, un essai a été effectué dans lequel nous avons réalisé la courbe granulométrique d'un béton contenant des fraisât comme seuls granulats.

Nous avons ensuite malaxé ce béton pendant 1 minute à sec puis deux minutes et trente secondes avec l'eau de gâchage. Enfin, nous avons lavé le béton sur un tamis de 200 µm et nous avons refait une granulométrie après avoir fait sécher les fraisât ainsi retenus. Ces deux courbes granulométriques réalisées sur des échantillons de béton (passants cumulés de l'ensemble granulats + ciment) sont présentées sur la figure III.13.

Nous pouvons constater que les deux courbes sont à peu près similaires, le malaxage n'entraînant qu'une légère production de fines, comme en témoigne le pourcentage de passants à 200 µm qui augmente légèrement.

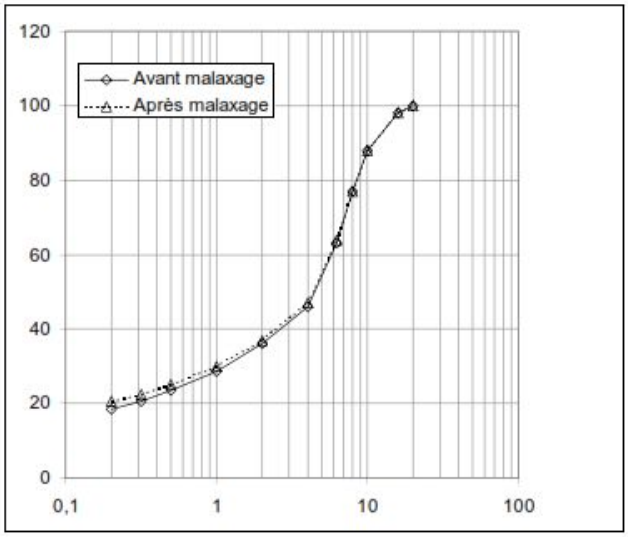


Figure III.13 : Evolution de la courbe granulométrique d'un béton de fraisât avec le malaxage **[85]**.

Il apparaît donc, au vu des différents essais réalisés ici, qu'aucune contrainte majeure ne vient s'opposer à la réutilisation des fraisât dans le béton. La compatibilité physico-chimique du ciment et du bitume semble avérée, du moins à court et moyen terme, et la fabrication de bétons avec fraisât est donc envisageable, à condition de corriger la granulométrie du fraisât brut.

III.6.1.2 Comportement rhéologique à l'état durci : un matériau hydraulique ou bitumineux ?

Le béton de fraisât, dans l'hypothèse où l'on augmente jusqu'à 90 % le taux de substitution des granulats naturels par un fraisât comprenant entre 5 et 6 % de bitume, est susceptible de contenir environ 4 % de bitume par rapport à la masse totale de béton. Cette proportion est comparable à la quantité présente dans certains graves bitumes. Un tel matériau peut donc sembler relativement hybride et intermédiaire entre un béton de ciment et un béton bitumineux.

Il serait donc susceptible de présenter un caractère viscoélastique, comportement caractéristique des enrobés et non plus un comportement élastique, comme celui que l'on prête aux bétons de ciment dans le cas d'un chargement rapide (passage d'un véhicule). Cette différence de comportement impliquerait une approche différente des propriétés du béton de fraisât. En effet, les essais de caractérisation mécaniques des bétons ne sont pas adaptables aux enrobés puisque les problèmes de vitesse de chargement et de température jouent un rôle critique sur des matériaux viscoélastiques. C'est la raison pour laquelle nous allons nous attacher à comparer le comportement rhéologique du béton de fraisât par rapport à ceux des bétons de ciment classique et des enrobés. Nous avons donc réalisé des essais de module complexe sur un béton de ciment témoin et un béton de ciment contenant 90 % de fraisât, essais que nous comparerons avec un essai de référence réalisé sur grave-bitume.

III.6.1.3 Notion de module complexe

Le module complexe est utilisé pour caractériser les enrobés bitumineux. Dans la mesure où le béton de fraisât contient un pourcentage pouvant être assez élevé d'enrobés recyclés, il est intéressant d'étudier le comportement de ce béton, afin de savoir si ce matériau présente ou non des caractéristiques communes avec celles d'un matériau viscoélastique.

L'essai de module complexe présenté par de la Roche **[86]** consiste à soumettre le matériau à des sollicitations sinusoïdales de fréquences variées et dans des domaines de température différents.

Classiquement, sur les enrobés, les mesures sont réalisées entre 1 et 50 Hz, de -10°C à 40°C. Ces mesures sont effectuées dans le domaine des petites déformations, domaine où l'enrobé se comporte comme un matériau viscoélastique linéaire.

Le module complexe E* est le nombre complexe défini comme le rapport entre l'amplitude complexe de la contrainte de pulsation ω appliquée au matériau et l'amplitude complexe de la déformation qui en résulte. On a donc :

$$E^* = (\sigma_0/\varepsilon_0)\, e^{i\varphi} \quad \text{avec} \left| E^* \right| = (\sigma_0/\varepsilon_0) \qquad \text{(III.10)}$$

φ: Angle de déphasage du matériau ;

Ce module complexe permet de généraliser aux corps viscoélastiques les lois mécaniques en principe réservées aux seuls corps élastiques. L'angle de déphasage traduit le caractère viscoélastique du matériau et permet l'estimation de l'énergie dissipée dans la matière. Dans le cas d'un matériau considéré comme élastique, le béton de ciment par exemple, ce déphasage est quasi-nul et on retrouve pour E* une valeur proche du module élastique classique.

Les résultats de l'essai de module complexe peuvent être représentés de différentes façons :

- Courbes isothermes : on trace $\left|E^*\right|$ en fonction de la fréquence de sollicitation pour chacune des températures d'essai.

- courbe maîtresse d'équivalence fréquence-température : elle résulte de la translation des courbes isothermes citées ci-dessus afin d'obtenir, pour une température donnée, $|E^*|$ en fonction de la fréquence, sur une gamme plus complète de fréquences qu'il n'est pas possible de réaliser durant l'expérience.
- courbes isochrones : on trace $|E^*|$ en fonction de la température d'essai pour chacune des fréquences de sollicitations.
- courbe dans le plan de Cole et Cole : cette courbe consiste à représenter la partie imaginaire de E* en fonction de sa partie réelle.

Elle est caractéristique du matériau étudié mais elle pose un problème de précision pour les faibles modules (elle n'est pas très représentative lorsque l'on est proche du point 0-0).
- courbe dans l'espace de Black : cette courbe est le tracé de $|E^*|$ en fonction de ϕ.

Les deux dernières représentations permettent, dans le cas où le matériau obéit au principe d'équivalence, de définir une courbe unique, caractéristique du matériau testé.

III.6.1.4 Application aux bétons de ciment

Les figures III.14, III.15 et III.16 représentent respectivement les courbes isothermes du béton témoin, du béton de fraisât et de la grave-bitume.

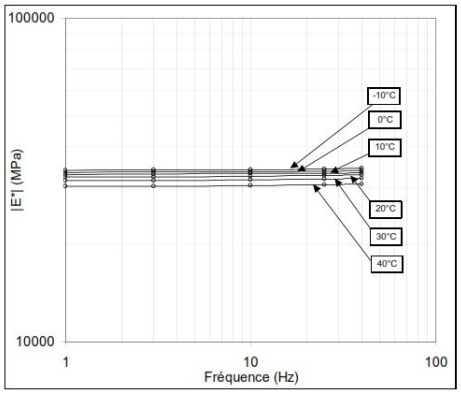


Figure III.14 : Courbes isothermes (de –10°C à 40°C) du béton de ciment témoin **[85]**.

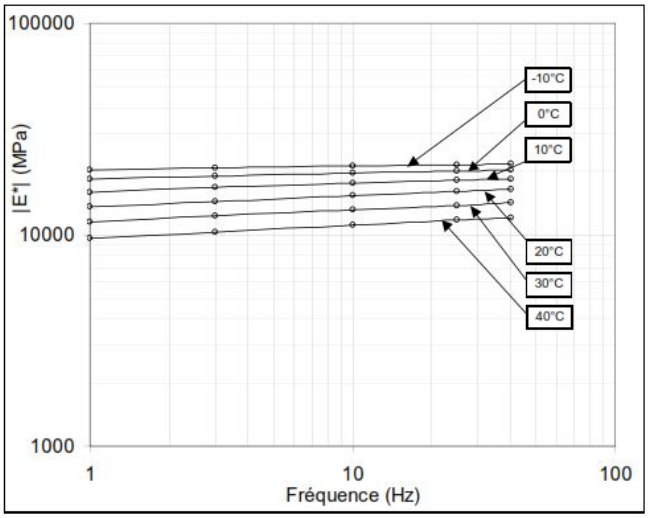


Figure III.15 : Courbes isothermes (de –10°C à 40°C) du béton de ciment avec 90 % de fraisât **[85]**.

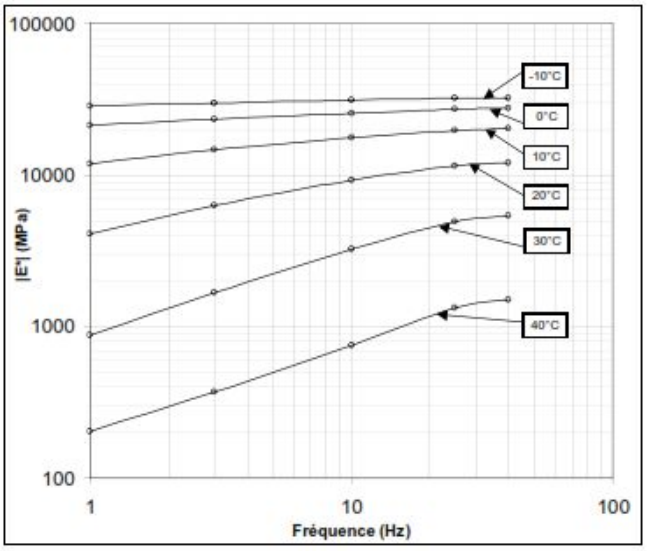


Figure III.16 : Courbes isothermes (de –10°C à 40°C) d'une grave-bitume typique **[85]**.

L'analyse de ces trois figures nous permet de mettre en lumière plusieurs résultats importants. Tout d'abord, la figure III.14 met en évidence le comportement élastique du béton de ciment en raison de la constance du module par rapport à la fréquence de sollicitation. Pour l'ensemble des isothermes, la variation de module entre 1 et 40 Hz est inférieure à 2 %. Nous pouvons donc considérer que la contrainte dans le béton est indépendante de la vitesse de déformation qui est imposée. Par contre, la distinction que l'on peut faire entre les différentes courbes traduit une légère influence de la température sur ce même module.

Entre -10°C et 40°C, la variation est légèrement supérieure à 10 %. Le béton de ciment classique apparaît donc comme un matériau légèrement thermo-susceptible, mais qui n'a rien à voir avec un matériau viscoélastique comme peut l'être la grave-bitume présentée sur la figure III.16. Dans ce cas, le rapport entre le module à 1 Hz et à 40 Hz peut atteindre un facteur 7 à 40°C, ce qui traduit une influence importante de la vitesse de déformation sur la contrainte dans le matériau.

La thermo-susceptibilité est également très nette, comme en témoigne la séparation très marquée des différentes isothermes. Lorsque l'on regarde les courbes de la figure 3.16, celles-ci apparaissent bien distinctes et l'on peut considérer que le module passe du simple au double entre 40 °C et –10 °C, ceci quelle-que soit la fréquence de sollicitation.

Si cette variation est faible, comparée à celle de la grave-bitume, elle est très sensible par rapport à celle du béton témoin et l'on peut donc considérer que le béton de fraisât est un matériau thermo-susceptible.

En ce qui concerne le caractère visqueux on peut remarquer, surtout à hautes températures, une légère influence de la vitesse de sollicitation.

A 40°C, par exemple, le module augmente de 25 % entre 1 et 40 Hz. L'hypothèse d'un comportement purement élastique du béton de fraisât n'est donc pas complètement réaliste mais le caractère visqueux est quasiment négligeable en comparaison de celui des enrobés où pour la grave-bitume considérée, le module est multiplié par 7 dans les mêmes conditions (40°C, passage de 1 à 40 Hz).

Une autre manière d'estimer l'importance du comportement visqueux est la représentation dans l'espace de Black qui fait intervenir l'angle de phase.

Celui-ci traduit le déphasage entre les cycles de déformation et de contrainte, ce qui est directement lié à l'énergie dissipée par effet visqueux. La figure III.17 donne sur le même graphique la représentation de Black pour les trois matériaux testés. Il apparaît nettement que le béton de fraisât est beaucoup plus proche du béton de ciment classique que de la grave-bitume, même si une légère différence de comportement peut être mise en exergue entre les deux bétons.

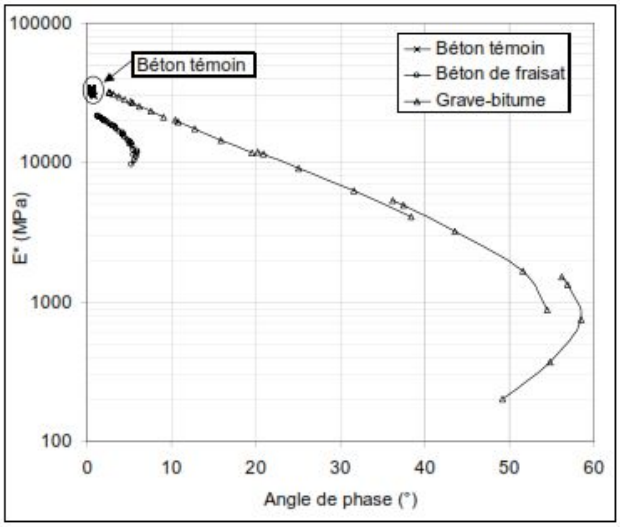


Figure III.17 : Comparaison des trois matériaux avec la représentation de Black **[85]**.

En conclusion, la prédominance du comportement élastique par rapport au comportement visqueux nous conduit à considérer dans la suite de nos travaux le béton de fraisât comme un béton classique. Sa caractérisation se fera donc par les essais utilisés habituellement pour les bétons sans fraisât, tout en gardant à l'esprit le caractère particulier de ce béton en termes de viscoélasticité et de thermo susceptibilité.

III.6.2 Etude et propriétés mécaniques statiques des bétons bitumineux

Comme nous avons pu le voir au cours des chapitres précédents, l'association de fraisât d'enrobés, qui par définition vont contenir du bitume, avec un liant hydraulique comme le ciment, peut tout à fait être envisagée et présente des résultats intéressants en termes écologiques et technico-économiques.

Les études précédemment réalisées sur de tels matériaux mixtes concernaient généralement des matériaux compactés, de type graves traitées par exemple, mais très peu de données ont pu être trouvées quant à l'influence du fraisât sur les propriétés de bétons pervibrés.

La première phase expérimentale de la thèse a donc été une analyse des propriétés mécaniques statiques de ces bétons afin de pouvoir comprendre l'influence du fraisât sur les propriétés de base que sont la résistance en compression, la résistance en fendage et le module élastique. Le matériau « fraisât d'enrobés » présente, de part sa nature, une extrême diversité.

En effet, c'est un terme générique qui va désigner tout matériau provenant de la déconstruction par fraisage d'une couche de matériau bitumineux. Il peut donc contenir des matériaux constitutifs (granulats et bitume) d'origines très différentes et dans des proportions variables, selon que l'on est en présence d'une couche de surface ou d'une couche plus profonde. Il peut également présenter une grande diversité dans la forme et la taille des grains en fonction de la vitesse de fraisage adoptée. Il n'était donc pas envisageable, dans le cadre de notre étude, de réaliser une analyse globale de l'influence du type de fraisât sur les propriétés des bétons.

La démarche de la thèse a été d'approvisionner un stock unique de fraisât provenant d'un chantier connu et qui a pu être caractérisé du point de vue de sa composition, des propriétés de son bitume et de sa granulométrie. A partir de ce fraisât, on a diversifié les formules de béton afin de pouvoir modéliser l'influence du fraisât sur les propriétés mécaniques des bétons de la même manière qu'on le fait pour les granulats classiques. La démarche adoptée pourra ensuite être généralisée pour caractériser d'autres sources de fraisât au cas par cas.

III.7 Utilisation du béton bitumineux dans les structures routières

La rupture par fatigue d'un matériau intervient lors de chargements répétés. Chacun de ces chargements étant inférieur à la valeur critique qui entraînerait la rupture du matériau lors d'un chargement statique unique. La notion de fatigue est fondamentale dans les méthodes de dimensionnement des chaussées puisque ces dernières sont soumises à un nombre répété de chargements dus au trafic routier. Elle a donc fait l'objet de nombreuses études pour tous les matériaux les plus utilisés dans les structures routières, à savoir les matériaux bitumineux.

En revanche, le comportement du béton en fatigue par flexion est assez mal connu dans la mesure où la présence du béton dans les chaussées reste limitée en France et du fait que l'aspect fatigue n'est pas considéré de cette manière lorsque l'on dimensionne un ouvrage en béton tel un bâtiment ou un ouvrage d'art. Afin de mieux appréhender l'étude de fatigue que nous avons réalisée sur les bétons de fraisât, il était important d'essayer de comprendre ce qu'est réellement le phénomène de fatigue. Pour ce faire, nous nous intéresserons bien sûr au béton de ciment, pour lequel nous possédons un certain nombre de connaissances vis-à-vis de la fatigue en compression mais également aux enrobés pour lesquels l'ensemble des connaissances acquises en terme de fatigue peut nous apporter un certain éclairage. La connaissance des propriétés de fatigue du béton de fraisât passe également par une lourde phase expérimentale pendant laquelle six essais de fatigue ont été réalisés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille. L'analyse de leurs résultats a permis de poser les bases du dimensionnement des chaussées avec du béton de fraisât.

III.7.1 Fatigue du béton

III.7.1.1 Comportement du béton sollicité en fatigue

Le comportement en fatigue des bétons a fait principalement l'objet d'études en compression. D'après Neville **[87]**, lors d'un chargement cyclique de compression-décompression, on observe sur la courbe contrainte-déformation d'un béton la présence d'une boucle d'hystérésis dont l'aire décroît lors de chaque cycle successif avant de ré-augmenter à l'approche de la rupture par fatigue. Cette hystérésis représente une énergie de déformation irréversible qui se traduit par une augmentation de la température du matériau.

Cette déformation irréversible peut se manifester sous la forme d'une fissuration ou d'une déformation irréversible sans perte de continuité du matériau (effet plastique).

A l'approche de la rupture, des essais de mesure de vitesse sont état d'une fissuration responsable du changement de comportement du matériau. Mais avant celle-ci, il semble que l'on ait à la fois une déformation plastique et éventuellement une lente et stable propagation d'une ou plusieurs fissures.

Il est à noter que la déformation du matériau lors de l'essai dynamique de fatigue est plus importante que celle obtenue lors d'un essai statique de rupture. Cette augmentation de la déformation est de deux types :

- déformation non élastique, due à l'effet plastique qui est d'autant plus importante que la vie du matériau en fatigue est longue. On peut cependant remarquer que cette déformation permanente devrait être nettement moins importante sur un essai de fatigue en flexion alternée que sur cet essai de compression ;

- décompression où la déformation se fait toujours dans le même sens ;

- déformation élastique qui augmente au cours du temps en raison de la perte de rigidité du matériau au cours du temps. Sur les matériaux décrits par Neville, il y a une diminution de 30 % du module élastique entre le début et la fin de l'essai dynamique de fatigue, et cette réduction du module ne dépend pas du niveau de la contrainte imposée pour l'essai.

D'après Baron **[88]**, le comportement du béton en fatigue sous des sollicitations en compression-décompression dépend du taux de chargement par rapport à la charge de rupture. En dessous de 30 %, le béton reste dans le domaine des déformations élastiques réversibles et il y a une consolidation du matériau.

Entre 30 et 80 %, la phase de consolidation existe toujours mais il y a également une phase d'endommagement qui se manifeste par une déformation irréversible et une expansion du matériau aboutissant rapidement à la rupture. Au dessus de 80 %, la phase d'expansion commence dès le début de l'essai et la rupture survient rapidement.

D'après Neville, les résultats observés sur l'essai de compression-décompression semblent être similaires à ceux de l'essai de flexion, suggérant que le mécanisme de rupture est le même.

Pour Baron, il y a effectivement une similitude dans l'endommagement par flexion dans la mesure où les déformations du béton soumis à des chargements cycliques en flexion sont constantes jusqu'à 70 % de la durée de vie du matériau puis augmentent rapidement avant la rupture. Comme en compression, on trouve une phase de consolidation puis une phase d'expansion conduisant rapidement à la rupture.

Le phénomène de rupture par fatigue a également été analysé par Murdock **[89]** et selon lui, c'est la détérioration du lien entre la pâte de ciment et les granulats qui sont responsables de cette rupture. Ses essais ont en effet montré que les éprouvettes cassées par fatigue présentent moins de granulats brisés en morceaux que celles testées en statique. La rupture à l'interface est donc probablement dominante en fatigue.

III.7.1.2 Durée de vie du béton en fatigue

Le diagramme de Wöhler donne la relation entre la charge maximale et le nombre de cycles nécessaire pour rompre 10 %, 50 % ou 90 % d'un lot d'éprouvettes. Cette représentation se fait dans un plan semi-logarithmique et l'on a alors une relation linéaire entre le rapport charge maximale appliquée/résistance en compression et le nombre de cycles de chargement (voir figure III.18).

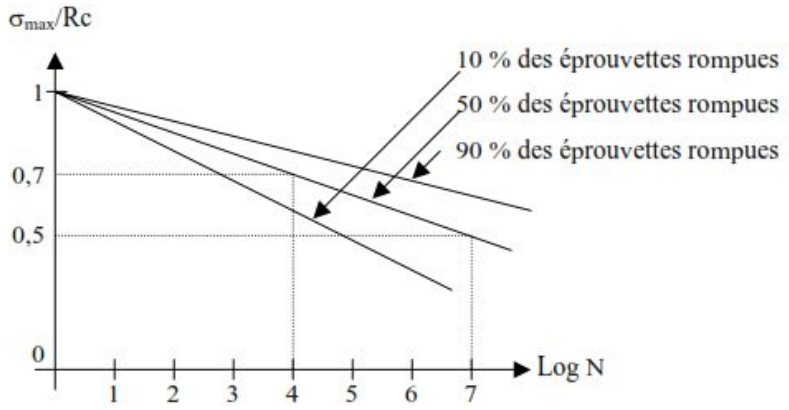


Figure III.18 : Diagramme de Wöhler.

La valeur de la pente du droit représentant 50 % des éprouvettes rompues sera alors retenue comme étant la pente de la droite de fatigue, caractéristique du matériau en fatigue. D'après Baron **[88]**, la durée de vie du béton est d'environ 10 cycles pour un chargement cyclique égal à 70 % de la résistance en compression et de 10 cycles pour un chargement à 50 %. Ces valeurs diffèrent notablement de celles de Neville **[87]** pour qui le taux de contrainte menant à la rupture après 107 cycles était compris entre 60 et 64 %. Tous ces essais de fatigue en compression se font avec un déchargement total de l'éprouvette à chaque cycle, c'est-à-dire une contrainte minimale nulle. Si l'on augmente cette contrainte minimale en gardant constante la contrainte maximale, la durée de vie du matériau va augmenter. Lors d'un essai en flexion alternée, les contraintes maximale et minimale ont la même valeur absolue mais sont de signes opposés. On imagine qu'une telle sollicitation abaisse la durée de vie du matériau.

III.7.1.3 Fatigue des bétons routiers

Comme nous l'avons dit précédemment, le comportement en fatigue par flexion du béton est assez mal connu et en particulier nous ne disposons pas d'un nombre d'essais suffisamment représentatif sur bétons routiers, selon la norme NF P 98-2331 **[90]** qui régit l'essai de fatigue des matériaux routiers traités aux liants hydrauliques. Les paramètres de fatigue retenus pour ces bétons sont donc fonction de la classe du béton définie par sa résistance caractéristique en fendage **[91]**. Ils sont présentés dans le tableau III.15.

Tableau III.15 : Caractéristiques de fatigue retenues habituellement pour les bétons routiers **[91]**.

Type de béton	**Classe 2**	**Classe 5**
Résistance en fendage (MPa)	2.1	3.3
Contrainte entrainant la rupture à 1 million de cycles (MPa)	1.37	2.15
Pente de fatigue	-0.082	-0.077

Nous pouvons constater que plus le béton est résistant, plus la valeur retenue pour la pente de fatigue est faible en valeur absolue. C'est-à-dire que le comportement en fatigue est meilleur. Nous avons tenté de confronter ces valeurs forfaitaires à des études expérimentales. Ainsi, Klaiber et Lee **[92]** ont étudié les propriétés de fatigue en flexion 3 points d'une gamme étendue de bétons. Tout d'abord, ils corroborent la théorie de Murdock sur la détérioration du lien pâte granulat en raison du pourcentage important de granulats déchaussés. Ensuite, il apparaît que la pente de fatigue du béton dépendrait de sa constitution et notamment du type de gravillon utilisé, du pourcentage d'air et du rapport eau/ciment. Ce dernier point nous est apparu intéressant car selon les auteurs, un faible rapport eau/ciment (0,32) entraînerait une baisse de la résistance en fatigue par rapport aux ratios de 0,40 et de 0,60 pour lesquels ce dernier serait comparable. Or, ces résultats vont à l'encontre de ce qui est admis pour les propriétés de fatigue des bétons routiers comme nous venons de le rappeler.

Il semble que les valeurs données dans le tableau 3.18 soit fondées sur les résultats expérimentaux de fatigue obtenus dans le cadre d'essais normalisés sur les matériaux hydrauliques routiers selon la norme (NF P 98-233) **[93]** réalisés à la fin des années 1970, dans le cadre d'une campagne nationale de caractérisation en fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques et des bétons routiers, compactés ou pervibrés. Cependant, le nombre des essais sur béton est certainement faible et il ne nous a pas été possible de retrouver ces résultats. Néanmoins, nous avons pu accéder à quelques résultats provenant d'essais de fatigue normalisés (NF P 98-233) **[93]** réalisés sur un béton de sable dosé à 300 kg/m^3 de ciment et un béton routier classique dosé à 330 kg/m^3 de ciment **[94]**. Avec une endurance, c'est-à-dire selon la norme, un rapport entre la contrainte de rupture à 1 million de cycles et la contrainte de rupture sous chargement monotone, proche de 0,55. Ces deux bétons ont un comportement en fatigue similaire malgré la résistance moins élevée du béton de sable.

De plus, cette endurance est proche de la limite inférieure du fuseau des bétons compactés, alors que la résistance en flexion de ces matériaux approche la limite supérieure de ce même fuseau. Même si les rares résultats d'essais dont nous disposons ne permettent pas de tirer des conclusions définitives, il semble tout de même que le lien entre résistance statique du béton et résistance en fatigue ne soit pas évident. Par conséquent, l'hypothèse retenue la méthode de dimensionnement des chaussées, selon laquelle la résistance en fatigue est, par défaut, considérée comme proportionnelle à la résistance en fendage du béton, ne paraît pas justifiée.

III.7.1.4 Fatigue des enrobés

Le béton de fraisât était un matériau hybride, car possédant une matrice cimentaire mais incorporant également des granulats bitumineux. Ses propriétés rhéologiques nous avaient conduits à le considérer comme un béton classique au comportement élastique, mais thermo-susceptible vis-à-vis des essais mécaniques statiques.

Cependant, en raison de son caractère légèrement viscoélastique, il était intéressant avant d'aborder le problème de son comportement en fatigue, d'avoir une vision générale du comportement en fatigue des enrobés, viscoélastiques par nature. Ce comportement en fatigue a fait l'objet de nombreuses études. Nous nous appuierons ici sur la thèse de la Roche **[95]** qui reprend de façon très complète un certain nombre de travaux sur le sujet.

Tout d'abord, le comportement des enrobés en fatigue est extrêmement dépendant de la température et de la fréquence à laquelle l'essai est effectué. Un résultat de fatigue doit donc être associé à un couple fréquence - température pour pouvoir être interprété. Le but de l'essai de fatigue étant de rendre compte des sollicitations subies par les chaussées. La fatigue en flexion était un test représentatif des cas réels. Pendant l'essai, la sollicitation de flexion peut être réalisée à force imposée ou à déplacement imposé. La difficulté réside donc dans le fait qu'il faut choisir le mode d'essai le plus pertinent. Les caractéristiques de ces deux types d'essai sont résumées dans le tableau III.16 :

Tableau III.16 : Caractéristiques des essais de fatigue à force ou à déplacement imposé.

	Essai avec contrôle de la force	**Essai avec contrôle du déplacement**
Evolution pendant l'essai	Augmentation du déplacement	Diminution de la force
Critère de rupture usuel	Rupture de l'éprouvette	Chute de la moitié de la force initiale
Durée de vie	Plus faible	Plus grande
Dispersion des résultats	Plus faible	Plus grande
Augmentation de la température	Diminution de la durée de vie	Augmentation de la durée de vie
Augmentation du module de rigidité	Augmentation de la durée de vie	Diminution de la durée de vie
Durée de propagation de fissures	Brève	Longue

Les essais de fatigue des enrobés réalisés dans le cadre la méthode française de dimensionnement **[91]** sont à déplacement imposé. Ce type d'essai montre cependant ses limites, en raison notamment de la dissipation d'énergie par effet visqueux et qui se traduit par un dégagement de chaleur et une augmentation de la température de l'éprouvette.

Or, comme le module de l'enrobé est très sensible à la température, cela va modifier la rigidité du matériau et fausser le comportement en fatigue, par rapport au cas réel où les sollicitations se font à basse fréquence, et donc avec le temps nécessaire pour évacuer l'énergie dissipée par effet visqueux. Cette énergie de dissipation, W, caractéristique du comportement visqueux des enrobés, s'exprime de la façon suivante dans une éprouvette soumise à une contrainte $\sigma(t)$ et une déformation $\varepsilon(t)$:

$$W = \pi.\sigma_0.\varepsilon_0.\sin(\varphi) \text{ par cycle avec } \sigma(t) = \sigma_0.\sin(\omega.t + \varphi) \text{ et } \varepsilon(t) = \varepsilon_0.\sin(\omega.t) \quad \text{(III.11)}$$

Soit

$$W = \pi.\varepsilon_0^2.|E^*|.\sin(\varphi) \quad \text{(III.12)}$$

Lors d'un essai sur enrobé fait à déformation (ε) constante, cette énergie augmente au début de l'essai avec l'augmentation de l'angle de phase liée à l'élévation de température due à la dissipation visqueuse, puis passe par un maximum et diminue avec la baisse du module de rigidité.

Dans le cas de figure des bétons de fraisât, nous allons travailler sur un matériau mixte présentant un léger caractère viscoélastique et donc une dissipation d'énergie possible par effet visqueux. Cependant, comme nous l'avons dit précédemment, il a été décidé de considérer le béton de fraisât comme un béton classique par rapport à l'essai de fatigue et donc de réaliser ce dernier selon la norme habituelle pour les bétons de ciment, c'est-à-dire en le sollicitant à force constante.

En cours d'essai, avec la perte de rigidité du matériau, le taux de déformation va augmenter et comme l'angle de phase, bien que faible, n'est pas nul (environ 4° pour le BF100 à 20 °C et 40 Hz), il y aura bel et bien une dissipation d'énergie sous forme visqueuse. De plus, la perte de rigidité du matériau au cours de l'essai sera beaucoup plus faible que pour un enrobé ; on peut donc penser que même si l'énergie dissipée à chaque cycle de chargement est faible, elle ne va guère diminuer au long de l'essai contrairement à ce qui se passe sur les matériaux bitumineux testés à déplacement imposé où le module |E*| diminue fortement et avec lui la contrainte et donc l'énergie dissipée. Dans le tableau III.16 sont représentés les valeurs caractéristiques du béton témoin et du béton avec 90 % de fraisas et les valeurs typiques d'un enrobé permettant de donner la valeur de l'énergie dissipée par effet visqueux en début et en fin d'essai de fatigue.

Tableau III.17 : Dissipation d'énergie par effet visqueux dans l'enrobé et les bétons **[85]**.

	Début de l'essai				**Fin de l'essai**			
	ε_0(µm/m)	**$\lvert E^* \rvert$(GPa)**	**φ(°)**	**W(J)**	**ε_0(µm/m)**	**$\lvert E^* \rvert$(GPa)**	**φ(°)**	**W(J)**
Béton témoin	63	40.9	0.5	4.4	76	34.6	0.5	5.5
Béton de fraisât	80	19.5	4	27.3	107	15.0	4	37.6
Enrobé	180	5.0	25	215	180	2.5	30	127

Nous pouvons constater que malgré une augmentation de l'énergie dissipée du béton de fraisât par rapport au béton témoin, cette énergie reste largement inférieure à celle dissipée dans l'enrobé. Il semble donc raisonnable de considérer que l'élévation de température dans le béton de fraisât au cours de l'essai de fatigue, ne sera pas supérieure à celle qui affecte les enrobés, en dépit d'un volume plus important de l'éprouvette et donc d'un refroidissement moindre.

Cette augmentation de température, qui est de l'ordre de 2°C et qui est donc préjudiciable pour les enrobés très sensibles à la température, ne devrait pas poser pas de problème pour le béton de fraisât dont la thermo-susceptibilité est bien moindre.
Il apparaît donc que l'essai de fatigue des matériaux hydrauliques peut être réalisé sur les bétons de fraisât sans biais important.

III.7.2 Comportement vis-à-vis de la fissuration

Les chaussées en béton étaient particulièrement sensibles à la fissuration et cela pour deux raisons :

- les retraits affectant le béton (retraits hydriques et thermiques) se traduisent par des déformations libres d'amplitude non négligeable ;

- l'empêchement de ces déformations (de par la longueur quasi-infinie de la chaussée) et la rigidité du béton provoquent donc des contraintes importantes dans le matériau.

Cette fissuration, si elle n'est pas contrôlée, est source de détérioration accélérée de la chaussée. En effet, trop ouverte, la fissuration favorise la circulation d'eau nuisible à la tenue des couches inférieures. De plus, à cause des pertes d'engrènement, les transferts de charges au droit des fissures ne se font plus. La route risque donc de perdre sa continuité structurelle conduisant à des désordres de type battements de dalles. A défaut de pouvoir empêcher la fissuration, celle-ci est donc contrôlée par la réalisation de joints de dalles. Les dalles pouvant être goujonnées pour éviter leur battement, ou par l'utilisation d'armatures permettant de conserver une continuité de la chaussée en limitant l'ouverture des fissures.

Dans ce chapitre, nous allons nous intéresser au comportement vis-à-vis de la fissuration du béton de fraisât par rapport à celui des bétons routiers classiques. Pour cela, nous réaliserons tout d'abord une étude expérimentale du retrait libre (hydrique et thermique) que nous tenterons ensuite de modéliser. Ensuite, nous nous intéresserons plus spécialement à la fissuration du Béton Armé Continu, à travers un montage expérimental nous permettant d'appréhender le comportement du béton de fraisât en situation réelle. Cette connaissance du matériau dans la structure permettra de compléter les éléments nécessaires à la réalisation du dimensionnement des chaussées.

III.7.2.1 Essais de retrait libre

Par le terme de retrait sont désignés en réalité trois comportements très différents, mais qui ont en commun le fait de provoquer une contraction du béton :

- le retrait endogène ou d'auto-dessiccation est le retrait qui se fait suite à la prise de la pâte de ciment. C'est un phénomène interne au béton, lié à l'hydratation du ciment, qui dépend principalement du type de ciment et de la formulation du béton ;

- le retrait de dessiccation traduit, pour sa part, l'effet du séchage du béton, c'est-à-dire de l'évaporation d'une partie de l'eau de gâchage. Ce type de retrait s'accompagne donc d'une perte de masse du matériau ;
- le retrait thermique, enfin, est la contraction du matériau due à la baisse de température. Ce type de retrait n'est donc pas propre au béton puisqu'il affecte tous les matériaux, à des degrés divers bien entendu, selon la valeur de leur coefficient de dilatation.

III.7.2.2 Mesure du retrait thermique

Le retrait hydrique n'est pas le seul en cause dans les phénomènes de fissuration du béton ; le retrait thermique jouant même, le plus souvent, un rôle majeur, nous avons également réalisé une mesure du coefficient de dilatation thermique sur trois bétons (BF 0, BF 60 et BF 100) afin de vérifier si le béton de fraisât présentait un comportement différent des bétons de

granulats naturels dont le coefficient de dilatation thermique est généralement compris entre 8 et 13 µm/m/°C **[87]**.

Le retrait thermique a été mesuré pour chacun des bétons testés, sur trois éprouvettes ayant servi aux essais de retrait de dessiccation.

Leur âge étant supérieur à un an, nous pouvions considérer que la dessiccation était suffisamment lente pour ne pas perturber les mesures de longueur effectuées sur quelques jours. Cependant, les éprouvettes ont été recouvertes de papier aluminium autocollant étanche afin d'éviter toute perte ou absorption d'eau au cours des phases d'échauffement et de refroidissement.

Nous avons donc réalisé des mesures de longueur des éprouvettes à six températures successives : 20,6 °C ; 3,8 °C ; 20,9 °C ; 39,7 °C ; 60,7 °C ; 22,0 °C. La mesure de longueur se faisait par comparaison avec le barreau étalon qui était maintenu à 20 °C.

III.7.2.3 Essais de retrait empêché

Pour nous permettre d'appréhender le comportement du béton de fraisât dans une chaussée en BAC, il a été décidé de réaliser un essai de retrait empêché. Dans un tel essai, on ne s'intéresse pas à la mesure du retrait en lui-même, mais à ses conséquences sur la structure de la chaussée en béton, en reproduisant sur une éprouvette le comportement d'un tronçon de chaussée en béton armé continu.

Cet essai a été développé par Lemarignier **[96]** lors de sa thèse en collaboration avec Lafarge. Il consiste à fabriquer une éprouvette de béton armé à l'intérieur d'un bâti extrêmement rigide en béton, à très haute performance précontraint, dont on maîtrise la longueur par l'intermédiaire de résistances électriques placées autour des barres de précontrainte. Le réchauffement du bâti permet de le dilater et ainsi de générer une traction dans l'éprouvette de béton, comme dans une chaussée en hiver sous l'effet de la baisse de température du béton.

CHAPITRE IV

Matériaux et procédures expérimentales

IV.1 Introduction

Le travail expérimental mené a été établi dans le but d'observer et d'évaluer l'effet des granulats recyclés hydrocarbonés sur le comportement mécanique et la durabilité du béton. Ce chapitre décrit en détail tous les essais et les matériaux utilisés au cours de la présente recherche. Les essais réalisés ainsi que les résultats de caractérisation des granulats sont présentés, l'identification et la composition des différents bétons sont abordés et enfin les différents essais réalisés sur béton sont expliqués.

IV.2 Matériaux utilisés

IV.2.1 Le ciment

Un seul type de ciment est utilisé au cours de cette étude expérimentale **[97]**. Il s'agit d'un ciment portland composé CPJ-CEM II/A N 42.5, produit par la cimenterie d'Oggaz (Mascara) dont l'ajout est le calcaire qui est conforme à la norme [NA 442] **[98]**.

IV.2.2 Le gravier

Les deux classes de graviers sont (3/8) et (8/15) sont de la carrière de MONT KORNO à Médéa sont utilisés pour la fabrication du premier et deuxième type du béton (fig IV.1), mais pour la réalisation du troisième type du béton on a utilisé une autre carrière Tamoulgha, de classes (3/8), (8/15) et (15/25) (carrière d'EPTRC) (fig IV.2).



IV.1.a. Gravier (3/8)



IV.1.b. Gravier (8/15)

Figure IV.1 : Les graviers utilisés pour la fabrication du premier et deuxième type du béton.



IV.2.a. Gravier (3/8)



IV.2.b. Gravier (8/15)



IV.2.c. Gravier (15/25)

Figure IV.2 : Les graviers utilisés pour la fabrication du troisième type du béton.

IV.2.3 Le sable

IV.2.3.1 Le sable roulé

Le sable roulé utilisé dans cette étude est Hassi Bahbah de la région de Djelfa, sa classe granulaire est 0/0,4, c'est un sable fin (figure IV.3.a) et est utilisé pour corriger le sable de concassage utilisé.

V.2.3.2 Le sable de concassage

Pour le sable de concassage utilisé (figure IV.3.b) de classe 0/3, provenant de la station de concassage de MONT KORNO pour la fabrication du premier et deuxième type du béton, mais pour la réalisation du troisième type du béton on a utilisé une autre carrière Tamoulgha de classe 0/3 (fig IV.3.c).



IV.3.a. S roulé (0/0,4)



IV.3.b. Sable de concassage (0/3) de Mont Korno



IV.3.c. Sable de concassage (0/3) de Tamoulgha

Figure IV.3 : Les sables utilisés pour la fabrication des différents bétons.

IV.2.4 Le déchet du béton bitumineux

Le déchet du béton bitumineux est composé de sable de classe (0/4) et du gravier de classes (4/10) et (10/14) utilisé provient du fraisage d'une route de la région de Médéa (Annexe C).



IV.4.a. Sable recyclé (0/4)



IV.4.b. gravier recyclé (0/4)



IV.4.c. Gravier recyclé (10/14)

Figure IV.4 : Les granulats utilisés comme granulats recyclés.

IV.2.5 L'eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée pour la confection de béton est une eau potable du robinet, exempte d'impuretés, conforme à la norme [NF P 18-303] **[99]**.

IV.3 Equipements

IV.3.1 Malaxeur

Le malaxeur utilisé est un malaxeur rotatif de capacité 40 litres pour la fabrication du premier type du béton et le deuxième type aussi, et pour la fabrication du troisième type on a besoin d'un malaxeur de 15 litres avec un système de chauffage en dessous.

IV.3.2 Moules et accessoires

Pour le premier type du béton, on a utilisé les moules suivants :

1. Moules cylindriques en acier (Ø160 et h 320 mm) ;
2. Moules prismatiques en acier (70x70x280 mm^3) ;
3. Moules cubiques (100x100x100 mm^3) ;

Pour le Béton Compacté au Rouleau, on a utilisé les moules suivants :

1. Moules cylindriques en acier (Ø160 et h 320 mm) ;
2. Moules prismatiques en acier (70x70x280 mm^3) ;

3. Une rehausse de dimension Ø = 160 mm et h = 222 mm ;
4. Des poids en acier de 20 kg et 4.80 kg ;
5. Table vibrante ;

Pour la fabrication du BB et GB, on a utilisé les moules suivants :

1. Moules cylindriques en acier (Ø80) ;
2. Moules cylindriques en acier (Ø120) ;

BB : Béton bitumineux ;
GB : Grave bitume ;

IV.4 Caractérisation des granulats ordinaires et recyclés

En ce qui concerne les granulats, il faut faire la distinction entre les granulats ordinaires et les granulats recyclés.

IV.4.1 Forme des grains et état de surface

La forme des grains et état de surface dépendent, en grand partie, de la technologie de concassage ou bien fraisage (cas des routes), ces caractéristiques ont une grande influence considérable sur les propriétés physiques et mécaniques du béton. Ils peuvent être caractérisés par les coefficients ou paramètres suivants :

- **Coefficient de cubicité :** plus il est élevé, plus régulière est la forme des granulats ;
- **Coefficient d'aplatissement :** il tient compte du pourcentage des éléments plats (doit être inférieur à 30 % selon la norme française NF P 18-541 **[100]**) ;
- **Angularité :** elle représente l'état des sommets et des arrêtes des grains ;
- **Sphéricité :** elle correspond à l'écart entre la forme d'une particule et celle de la sphère équivalente ;
- **Rugosité :** les grains sont lisses ou rugueux, l'appréciation est qualitative ;

Le but ici est de caractériser la sphéricité (ou cubicité) des gros granulats utilisés (ordinaires et recyclés). La forme des granulats est caractérisée par un indice de forme (IDF), mesuré par la méthode du pied à coulisse selon la norme anglaise (BS 812 :100) **[101]**, quatre catégories (cubique ou bien équidimentionnelle, plate, allongée, plate et allongée) sont définies en fonction du coefficient d'aplatissent (p = e/l) et du coefficient d'élongation (q =l/L), avec e = épaisseur (petit axe), l = largeur (axe intermédiaire) et L = longueur (grand axe). La figure IV.5 illustre en gros cette caractérisation.

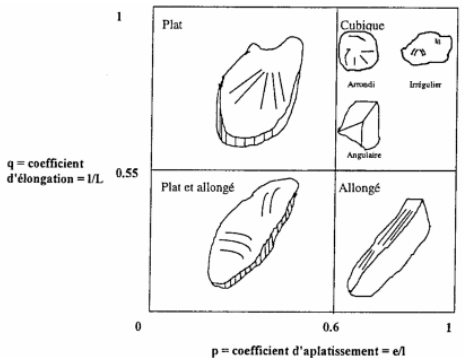


Figure IV. 5: Caractérisation de la forme des granulats en fonction du coefficient d'aplatissement et celui d'élongation.

L'analyse est faite sur trois échantillons pour chaque calibre, on mesure pour chaque pierre sa plus grand épaisseur **e**, sa plus grands longueur **L** et sa plus grande largeur **l**, et pour chaque échantillon la somme des **e** sur la somme des **l** nous donne **p** et la somme des **l** sur la somme des **L** nous donne **q**. la mesure de **p** et **q** finale pour chaque calibre est la moyenne de mesures sur les trois échantillons.

IV.4.2 Granulométrie

L'analyse granulométrique a été effectuée sur les granulats ordinaires et recyclés suivant la norme (NF P 18-560) **[102]**. Les granulats et sables sont tamisés manuellement et passent à travers une série de mailles décroissantes dont on pèse le refus pour chaque tamis.

IV.4.3 Masse volumique

Les masses volumiques absolue (γ_s) et apparente (γ_{app}) des différents granulats utilisés sont calculées d'après les normes (NF P 18-554 **[69]** et NF P 18-555 **[70]**).

IV.4.4 Absorption d'eau

Les granulats recyclés se différencient des granulats ordinaires essentiellement par leur structure poreuse. La porosité ouverte élevée des granulats recyclés entraîne une forte capacité d'absorption d'eau. C'est le paramètre le plus important qui distingue les granulats recyclés des granulats ordinaires. L'absorption d'eau des granulats est mesurée suivant les normes (NF P 18-554 **[69]** et NF P 18-555 **[70]**), qui exige pour les granulats entrant dans la composition des bétons, une valeur d'absorption d'eau inférieure à 5%.

IV.4.5 Propreté des granulats

L'analyse de la propreté des sables utilisés permet de déceler la présence d'éléments fins et est caractérisée par une valeur numérique appelée Equivalent de Sable (ES); l'essai est réalisé conformément au mode opératoire défini dans la norme (NF P 18-598) **[103]**. La teneur en impuretés dans les granulats est évaluée selon la norme (NF P 18-591) **[104]**, qui limite à 3 % le seuil à ne pas dépasser. Trois prélèvements différents ont été réalisés pour chaque type de granulats utilisés.

IV.4.6 Dureté (Los Angeles)

La dureté (Los-Angeles) des granulats a été mesurée conformément à la norme Française (NF P 18-573) **[105]**, qui stipule la valeur spécifique limite de 40% à ne pas dépasser.

IV.4.7 Compacité / Porosité des granulats

La compacité se déduit de la masse volumique apparente et de la masse volumique spécifique. Par contre la porosité (P) est par définition le complément à l'unité de la compacité (C), (P = 1-C). L'essai est réaliser selon la norme (NF P 18-555) **[70]** et consiste à maitre en évidence le pourcentage de porosité des sables utilisés.

IV.5 Caractérisation de bitume

Les essais classiques effectués sur les bitumes permettent de mesurer les propriétés et de faire une sélection préliminaire d'un bitume.

IV.5.1 Détermination de la pénétration à l'aiguille

La pénétrabilité selon la norme (NF EN 1426) **[77]** est la consistance exprimée comme la profondeur, en dixièmes de millimètre, correspondant à la pénétration verticale d'une aiguille de référence dans un échantillon d'essai du matériau dans des conditions prescrites de température, de charge et de durée d'application de la charge. L'essai consiste à mesurer l'enfoncement en millimètres d'une aiguille normalisée chargée à 100 g dans un godet de bitume placé dans un bain thermostaté pendant une durée de 5 secondes.

La pénétrabilité la plus couramment utilisé est celle mesurée à 25 °C, ce qui en fait un indicateur pour les températures courantes de chaussée. Cette mesure peut être réalisée à plusieurs autres températures et ainsi fournir une indication sur la susceptibilité du liant.

La valeur de la pénétrabilité est d'autant plus importante que le bitume est mou, les bitumes sont classés via des fourchettes d'enfoncement.

IV.5.2 Détermination du point de ramollissement

C'est la température à laquelle s'enfonce une bille d'acier à travers le bitume remplissant le cercle intérieur d'un anneau de liaison placé dans un bain thermostaté. L'essai selon la norme (NF EN 1427) **[106]** consiste à déterminer la température pour laquelle un anneau de bitume supportant une bille d'acier, se déforme en s'allongeant jusqu'à atteindre un repère situé à une distance prédéterminée.

A cette température, le bitume présente une structure interne telle que les contraintes auxquelles il est soumis, par les conditions même de l'essai, sont suffisantes pour lui imposer une déformation irréversible. La pénétrabilité est d'autant plus faible, et la température du point de ramollissement entre bille et anneau d'autant plus élevée, que le bitume est dur, et donc qu'il est vieilli.

IV.5.3 Détermination du point éclair – point de flamme

Le point d'éclair selon la norme (NF EN ISO 2592) **[107]** est la température la plus basse de la prise d'essai, corrigée à une pression atmosphérique de 101.3 kPa à laquelle l'application d'une flamme d'un coté et d'autre de la surface du liquide dans les conditions d'essai spécifiées.

L'essai consiste à verser dans un récipient cylindrique (vase Cleveland), le produit est chauffé de façon que sa température s'élève de 5°C/min. Ce point d'éclair correspond au moment ou l'inflammation des vapeurs a lieu sous l'influence d'une flamme de veilleuse présentée de 2 en 2 °C.

IV.5.4 Détermination de la densité relative à 25 °C

La densité du bitume (méthode au pycnomètre) s'obtient par la formule suivante suivant la norme (NF T 66 - 007) **[108]**:

$$d = \frac{P3-P1}{(P2-P1)-(P4-P3)} \qquad \text{(IV.1)}$$

P1 : Masse du pycnomètre à vide ;
P2 : Masse du pycnomètre rempli d'eau à 25 °C ;
P3 : Masse du pycnomètre rempli à moitié de bitume ;
P4 : Masse du pycnomètre rempli du mélange non miscible d'eau et bitume dans des proportions du volume du pycnomètre.

IV.5.5 Détermination de la perte de masse au chauffage

Suivant la norme (NF EN 13303) **[109]** la perte de masse au chauffage est mesurée en chauffant le bitume à 162 °C pendant 5 heures et on laisse refroidir.

IV.6 Confection et Cure des éprouvettes

Pour le premier type du béton (Béton de ciment), on a utilisé des moules cubiques (100x100x100 mm^3) en acier pour la mesure de la résistance à la compression, des moules prismatiques (70x70x280 mm^3) en acier pour les mesures de résistance à la traction, retrait de séchage et gonflement dans l'eau, et des moules cylindriques (Ø16 et h320 mm) en acier pour la mesure du module d'élasticité. Concernant le deuxième type du béton (BCR), des moules cylindriques (Ø16 et h 320 mm) en acier, une masse de 20 kg pour le compactage, et une table vibrante à fréquence constante, sont utilisés pour fabriquer les éprouvettes destinées à la mesure de la résistance en compression, de la résistance en traction par fendage et du module

d'élasticité. Des moules prismatiques (70x70x280 mm^3) compacté avec une masse prismatique de 4.80 kg pour les essais de retrait et gonflement.

Le troisième type du béton a été fabriqué par des moules en acier (Ø10 et h 150 mm) pour la réalisation du BB et des moules (Ø15 et h 200 mm) pour fabriquer GB.

Avant démoulage, les éprouvettes sont conservées à l'air (à l'intérieur du laboratoire à 20 à 25°C et 50 à 60% H.R) mais couvertes par un film plastique afin d'éviter l'évaporation de l'eau de gâchage. Après démoulage (24 heures après leur fabrication), toutes les éprouvettes sont conservées dans un bac d'eau (22 ± 2°C) à l'exception des éprouvettes destinées aux essais de retrait de séchage qui sont conservés à l'air libre (20 à 25°C et 50 à 60% H.R) à l'intérieur du laboratoire pour le premier et le deuxième type du béton.

Pour les essais de compression, traction et module d'élasticité, sont conservées 28 jours dans un bac d'eau avant l'essai.

Pour le 3ème type, les éprouvettes destinées à l'essai Duriez sont conservés à l'air à 18°C, et les autres dans l'eau à 18°C aussi. Les éprouvettes destinées à l'essai du module complexe sont conservés à 15°C dans l'enceinte, et pour les plaques d'orniérage sont conservés à 25 °C. Les différentes éprouvettes utilisées pour la réalisation des essais, sont récapitulés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Eprouvettes utilisées pour la réalisation des essais sur les différents bétons.

Essai		Eprouvette (mm)	Nombre	Norme ou Recommandation
Masse volumique à l'état durci		-	-	(NF P 18-440)
Résistance à la compression		Cube (100x100x100)	3	(NF P 18-455)
		Cylindre (Ø160, h320)	2*	
Résistance à la traction	par flexion	Prisme (70x70x280)	3	(NF P 18-407)
	par fendage	Cylindre (Ø160, h320)	2*	(NF P 18-408)
Module d'élasticité		Cylindre (Ø160, h320)	3*	(ISO 6784)
Retrait de séchage		Prisme (70x70x280)	3*	(NF P 18-427)
Gonflement dans l'eau		Prisme (70x70x280)	3*	(NF P 18-427)
Absorption d'eau par capillarité		½ prisme (70x70x280)	3	(EN 13057)
		½ disque (Ø160, ep 50)	2*	
Porosité		½ prisme (70x70x280)	3	AFREM
		½ disque (Ø160, ep 50)	2*	
Essai de dureté superficielle par rebondissement		Cube (100x100x100)	3	(NF P 18-417)
		Cylindre (Ø160, h320)	2*	
Essai d'auscultation sonique		Cube (100x100x100)	3	(NF P 18-418)
		Prisme (70x70x280)	2*	
PCG		Cylindre (Ø 100)	3	(EN 12697 – 31)
		Cylindre (Ø 150)	3	
Duriez		Cylindre (Ø 80)	3	(NF P 98 – 251 – 1)
		Cylindre (Ø 120)	3	
Orniérage		Plaque (e100, L 500)	2	(NF EN 12697 – 22)
		Plaque (e150, L 500)	2	
Module complexe		disque (Ø100, Ep 60)	3	(EN 12697 – 26)

* deux éprouvettes pour le BCR

IV.7 Identification, composition et procédure de malaxage des bétons

IV.7.1 Identification des mélanges

Trois grandes familles de béton, la première famille comportant 16 mélanges, la deuxième famille 8 mélanges, et la dernière famille 4 Mélanges. Un béton de ciment (C20/30), un Béton Compacté au Rouleau (BCR), un béton bitumineux (BB) et grave bitume (GB).

Pour permettre la comparaison, des mélanges à base de granulats recyclés avec différents pourcentages par rapport à la masse des composants du mélange de béton de référence à base de granulats ordinaires pour chaque famille de béton, sont également réalisés. L'identifient de chaque mélange est donnée comme suit:

1. **Famille 1 :**

- Béton de ciment témoin (**B $_{0/0}$**) : béton ordinaire C20/30 à base de 100% de gros et fins granulats ordinaires;
- Béton de ciment recyclés (**B $_{G/S}$**) : béton recyclé C20/30 à base de gros et fins granulats recyclés;

2. **Famille 2 :**

- BCR témoin (**BCR $_{0/0}$**) : béton compacté au rouleau à base de 100% de gros et fins granulats ordinaires;
- BCR recyclés (**BCR $_{G/S}$**) : béton compacté au rouleau à base de gros et fins granulats recyclés;

3. **Famille 3 :**

- Béton bitumineux témoin (**BB**) : béton bitumineux à base de 100% de gros et fins granulats ordinaires;
- Béton bitumineux recyclés (**BBF**) : béton bitumineux à base de gros et fins granulats ordinaires plus 10 % de fraisât;
- Grave bitume (**GB**) : Grave bitume à base de 100% de gros et fins granulats ordinaires;
- Grave bitume (**GBF**) : Grave bitume à base de gros et fins granulats ordinaires plus 10 % de fraisât;

IV.7.2 Optimisation de la composition du béton de ciment (C20/30 : $B_{0/0}$)

Pour les besoins de l'étude, nous avons utilisé la méthode Dreux Gorisse pour la fabriquation du béton ordinaire (béton témoin) à base de 100% de gros et fins granulats ordinaires ; il constitue la référence pour tous les autres bétons (recyclés) fabriqués. Une ouvrabilité plastique (affaissement au cône d'Abrams d'environ 70 mm et une résistance en compression de 25 MPa sont ciblées.

Tableau IV.2 : Composition du béton ordinaire.

	Volume total absolu du mélange granulaire (%)	**Quantité (kg/m^3)**
Ciment	-	375
SNC 0/0,4	8,81	159,81
SN 0/3	23,19	423,38
GN 3/8	10	185,02
GN 8/15	58	1073,97
$E_{effi.}$	-	225,25
E/C	-	0,60

La procédure de malaxage du béton ordinaire est récapitulée dans le tableau V.3. La durée totale de malaxage est de 5 minutes et 30 secondes.

Tableau IV.3 : Procédure de malaxage du béton ordinaire **[49]**.

Temps	40 s	20 s	1 min	t_0	30 s	2 min	1 min	t_0
Ajouts	GN+SN+½E		ciment		½E			
Malaxage	Malaxage	repos	malaxage	repos	malaxage	repos	malaxage	repos

IV.7.2.1 Utilisation de la méthode de Dreux-Gorisse pour le béton recyclé C20/30

Comme une partie de notre travail est consacrée à l'étude de la durabilité des bétons courants (C20/30) incluant des sables et des graviers recyclés, la méthode de composition retenue est

celle de Dreux-Gorise. La composition d'un mètre cube de béton recyclé (à base de 100 % de gros et fins granulats) est récapitulée dans le tableau IV.4 Le dosage en ciment a été fixé à 375 kg/m^3 comme dans le béton témoin.

Compte tenu de la dimension maximale des granulats recyclés, du dosage en ciment et de la consistance souhaitée, nous avons retenu un coefficient de compacité $\gamma = 0{,}815$ **[110]**.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des différents granulats recyclés et des granulats ordinaires entraînent une différence très importante entre les compositions des bétons correspondants. Pour cette raison, nous avons choisi de comparer les bétons recyclés au béton ordinaire.

Tableau IV.4 : Composition du béton totalement recyclé.

	Proportions volumiques absolues du mélange granulaire (%)	**Quantité (kg/m^3)**
Ciment	-	375
SNC 0/0,4	19,53	244,27
SR 0/4	23,47	354,16
GR 4/10	11	163,36
GR 10/14	46	734,27
$E_{effi.}$	-	255,15
E/C	-	0,68

On a corrigé le module de finesse élevé du sable recyclé en ajoutant un sable plus fin. L'eau efficace (E_{eff}) est la quantité d'eau totale (E_{tot}) dans le béton (eau de gâchage et eau absorbée (E_{abs}) par les granulats) moins la teneur en eau des granulats (W_{gr}), plus la quantité d'eau de l'adjuvant s'il existe (E_{adj}). Sachant que les granulats sont utilisés à sec et n'on pas saturés d'eau.Donc la quantité d'eau efficace (E_{effi}) utilisée pour le gâchage est la suivante :

$$E_{effi} = E_{tot} + E_{abs} - W_{gr} + E_{adj} \qquad \text{(IV.2)}$$

La capacité importante d'absorption d'eau des granulats recyclés se traduit par un rapport E/C élevé. Dans ce cas, la quantité d'eau donnée par les calculs est donc plutôt la quantité d'eau efficace et non la quantité d'eau totale.

La procédure de malaxage du béton recyclé est récapitulée dans le tableau IV.5. Elle diffère d'une demi-minute de celle du béton ordinaire parce que le sable recyclé absorbe beaucoup d'eau ce qui demande plus de temps de malaxage. La durée totale de malaxage est de 6 minutes.

Tableau IV.5 : Procédure de malaxage du béton recyclé **[49]**.

Temps	30 s	t_0	30 s	1min	30 s	t_0	30 s	2min	1min	t_0
Ajouts	GR+SR		ciment		½ eau		½ eau			
Malaxage	Malaxage	repos	malaxage	repos	malaxage	repos	malaxage.	repos	malaxage	repos

IV.7.3 Optimisation de la composition du Béton Compacté au Rouleau (BCR)

La composition du Béton Compacté au Rouleau (BCR), est basée sur le logiciel d'optimisation granulaire RENE-LCPC met en œuvre le Modèle d'Empilement Compressible développé au LCPC **[46]**.

La teneur en ciment de 250 kg/m^3, constante tout au long du travail, a été choisi en référence **[39]** pour réaliser les mélanges de BCR, et un rapport E/C de départ fixe et égale à 0,35 **[27]**.

Comme dans la première partie de notre travail, cette deuxième partie est consacrée aussi à l'étude du comportement mécanique et de la durabilité des BCR incluant des sables et des graviers bitumineux recyclés.

Plusieurs mélanges sont réalisés, pour cette raison, nous avons choisi de comparer les bétons compactés au rouleau recyclés au béton compacté au rouleau ordinaire, et d'avoir le quel parmi ces BCR recyclés qui donne des valeurs acceptables pour la réalisation d'une couche de fondation.

IV.7.3.1. Compacité des granulats et de ciment selon RENE

Selon les données de paragraphe II.4.3.3, et dans un cylindre métallique (ϕ160x320 mm^2), fixé sur une table vibrante, et fermé par un piston exerçant une pression de 10 kPa avec une vibration d'une minute.



Figure IV.6 : Calcul de la compacité des granulats selon RENE.

Pour le ciment, la mesure de la compacité c'est une mesure de la demande en eau. On mélange une certaine quantité de poudre à l'eau dans un malaxeur à mortier et on détermine le poids d'eau juste nécessaire pour faire passer le mélange de l'état de boulettes à l'état de pâte homogène.



Figure IV.7 : Calcul de la compacité du ciment selon RENE.

IV.7.3.2. Compacité optimale du BCR

Le matériau BCR, avec une apparence très sèche et raide, se distingue des bétons ordinaires par un affaissement nul, ses proportions importantes de granulats et sa faible quantité de pâte de ciment **[111]**.

Cependant, dans le but d'avoir un BCR durable et résistant, une optimisation de la compacité maximale (porosité minimale) du matériau par réduction de la quantité de vides a été entreprise, ainsi que la quantité d'eau nécessaire pour une compacité optimale est trouvé par l'essai Proctor Modifié.

IV.7.3.3. Optimisation de la quantité d'eau optimale

L'essai Proctor modifié est très important pour avoir la quantité d'eau nécessaire pour faire le compactage.

IV.7.3.4. Démarche de travail

La compacité est évaluée sur des échantillons d'environ 6 à 7.5 kg chacun; durant la vibration (150 Hz), un poids de 20 kg induit une pression de 10 kPa sur le matériau déposé dans un moule cylindrique fixé à la table vibrante. Le principe est illustré en figure IV.8.

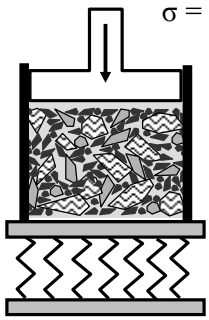


Figure IV.8 : Principe de l'essai de Vibration sous Pression.

Les étapes de l'Essai de Vibration sous Pression sont les suivantes (2 couches) :

1. Placer le moule sur la table vibrante ;
2. Placer une quantité connue (presque la moitié 7,5 kg) de béton frais dans le moule cylindrique avec piquage ;
3. Placer un poids de 20 kg dans le moule, sur le béton frais ;
4. Mettre la table vibrante en marche pendant une durée de 1 minute ;
5. Placer la deuxième quantité de béton frais (presque 6 kg) dans le moule avec piquage aussi ;
6. Placer le poids dans le moule, sur le béton frais ;
7. Mettre la table vibrante en marche pour la deuxième fois pendant une durée d'une minute ;
8. Araser bien la surface supérieur du moule à la fin de vibration ;

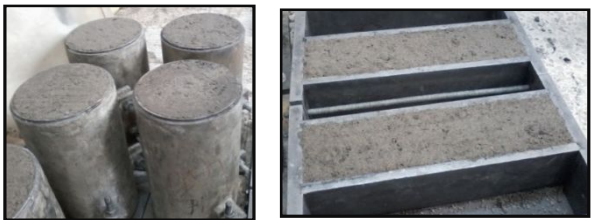


Figure IV.9 : Eprouvettes cylindriques et prismatique après coulage.

Sur le moule cylindrique, le compactage est effectué en deux couches pour ne pas avoir une épaisseur trop importante à compacter.

La méthode de malaxage est celle décrite par Delhez **[112]**. Dans cette méthode, le ciment est ajouté après avoir procédé à une homogénéisation des granulats et du sable, ce qui permet une meilleure répartition du ciment dans le squelette granulaire. Cette méthode de malaxage, inspirée de la norme européenne, se rapproche le plus de la méthode utilisée dans les centrales à béton mobiles qui produisent le BCR en amenant tous les constituants solides en même temps, à l'aide d'un tapis roulant convoyeur, dans un malaxeur, pour y ajouter ensuite l'eau de gâchage. La procédure de malaxage du mélange BCR, est récapitulée dans le tableau IV.6. La durée totale de malaxage est de 6 minutes.

Tableau IV.6 : Procédure de malaxage du BCR **[49]**.

Temps	**3 min**	**30 s**	**1 min**	**1 min**	**30 s**
Ajouts	GR+SR		ciment	eau	
Malaxage	malaxage	repos	malaxage	malaxage	repos

IV.7.3.5 Formulation du BCR par René LCPC

Le tableau IV.7 résume les quantités pour avoir 1 m^3 d'un béton compacté au rouleau.

Tableau IV.7 : Composition pour 1 m^3 des différents BCR.

Quantité $BCR_{X/Y}$ (kg/m^3)	Ciment	SN_{Corr}	$GN_{3/8}$	$GN_{8/15}$	SR_{Corr}	$GN_{4/10}$	$GN_{10/14}$	E_{ini}	E/C_{ini}
BCR 0/0	250	709,91	176,40	905,57	/	/	/	87,5	0,35
BCR 5/5		842,326	15,9613	917,218	5,733	6,178	19,922		
BCR 15/15		636,927	161,655	807,913	145,016	1,296	41,837		
BCR 25/25		659,874	162,700	663,502	199,482	26,118	84,216		
BCR 50/50		473,054	156,707	323,788	392,531	125,789	279,128		
BCR 100/100		/	/	/	994,069	283,250	395,298		
BCR 0/100		/	220,252	590,188	993,127	/	/		
BCR 100/0		858,55	/	/	/	313,66	437,73		

Puisque la composition de chaque mélange est obtenue, il faut fixer maintenant la quantité d'eau efficace pour le vrai compactage, donc on est besoin de faire l'essai Proctor modifié.

$$\mathbf{E_{eff} = E_{ini} + E_{Abs\ gr} + E_{ajouter}}$$

E_{eff} : Eau total pour le mélange ;

E_{ini} : Eau initialement calculé pour un rapport E/C fixe et égale à 0,35 ;

$E_{Abs\ gr}$: Eau absorbé par les granulats ;

$E_{ajouter}$: Eau à ajouter nécessaire pour faire le compactage ;

IV.7.4 Optimisation de la composition du béton bitumineux

Pour optimiser cette composition, on doit suivre l'organigramme suivant :

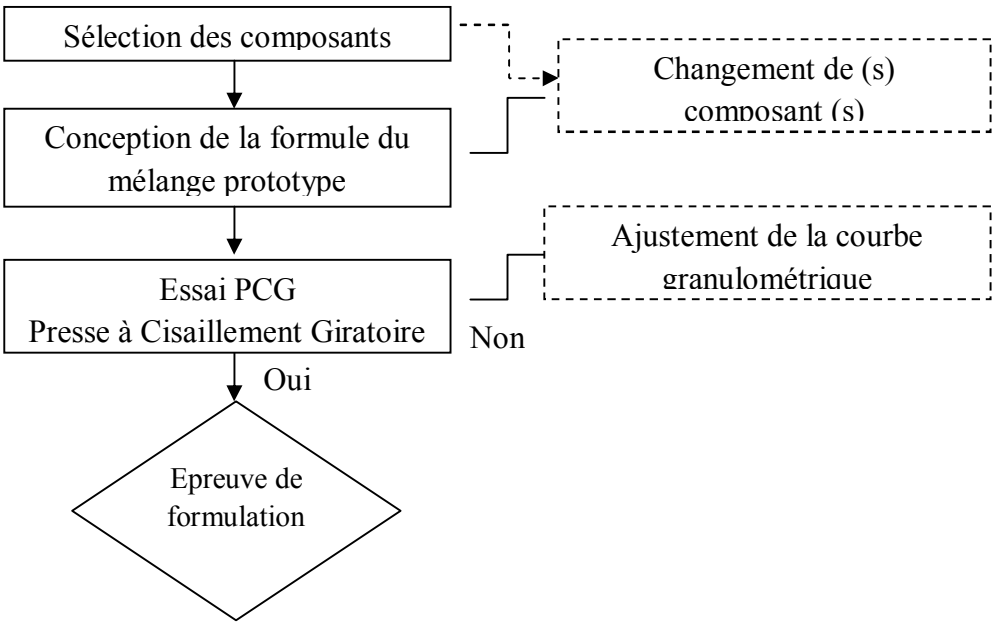


Figure IV.10 : Principe de démarrage d'une étude de formulation de mélange bitumineux.

Les déchets du béton bitumineux sont passés par l'extraction à chaud pour séparer l'ancien bitume puis tracer la nouvelle courbe granulométrique dans la courbe de référence. Ce déchet est additionné dans la formulation d'un béton bitumineux ou dans la formulation d'un grave bitume comme ajout.

IV.7.4.1 Extraction à chaud (Méthode KUMAGAWA)

Selon la norme (NF T 66-001) **[113]**, le bitume est séparé de l'échantillon par dissolution dans du per - chlorethylène (ou dans un autre solvant approprié).
Après avoir retiré les parties solides non dissoutes, la solution bitumineuse est concentrée par distillation atmosphérique avec une colonne de distillation dans des filtres spéciaux.



Figure IV.11 : Filtres utilisés en dissolution.

Les dernières traces de solvant sont extraites du concentré par distillation à une température de 100 °C au-dessus du point de ramollissement escompté ou de 175 °C, la valeur la plus élevée des deux étant retenue, avec une diminution de la pression à partir de la pression atmosphérique de 100 kPa à 20 kPa et en présence d'un flux de dioxyde de carbone. Lorsque l'on procède à la récupération de bitume et mesurer à la fin sa teneur et de comparer par l'ancienne valeur donnée dans le dossier de formulation du BB.



Figure IV. 12 : Appareillage d'extraction à chaud.

Après avoir calculé la nouvelle valeur de la teneur en bitume, il reste à faire l'analyse granulométrique des granulats récupérés pour avoir les nouvelles fractions granulaires. La valeur de bitume récupéré est donnée dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Valeur de bitume récupéré.

N° des échantillons	**I**	**II**
Poids du liant	**16,92**	**16,80**
% Liant	**6,89**	**6,86**
Moyenne	**6,87**	

Donc les nouvelles fractions granulaires de différentes classes sont données par la figure IV.13 suivante :

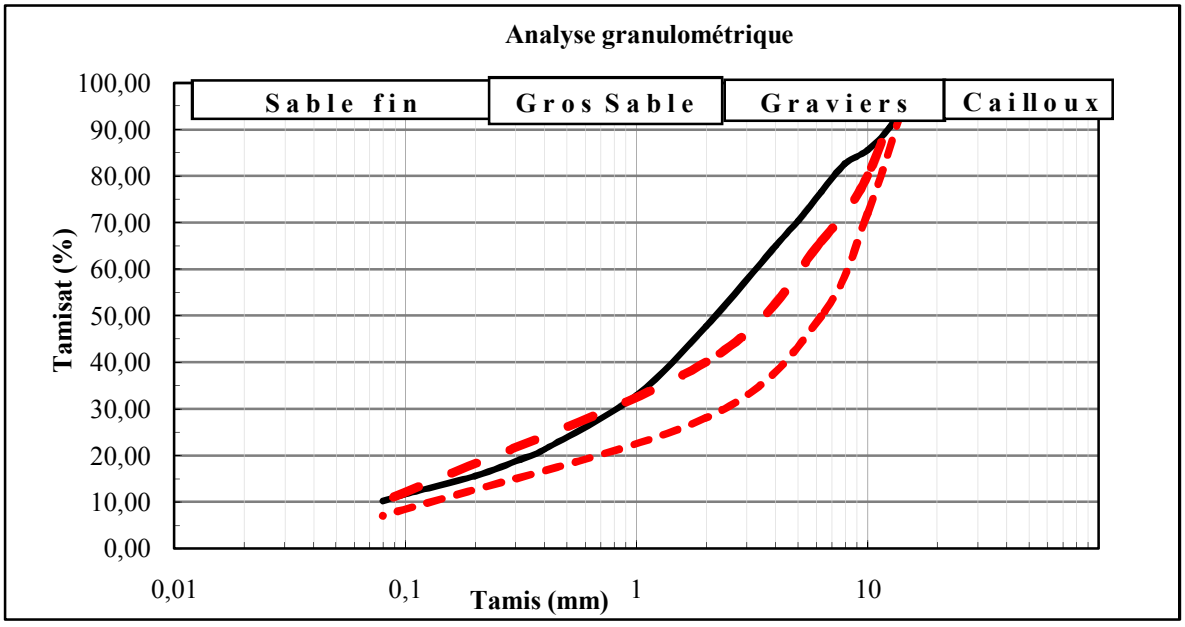


Figure IV.13 : La courbe granulométrique du fraisât après extraction de bitume.

Sable 0/3 = 56,40 %
Gravier 3/8 = 26,29 %
Gravier 8/15 = 17,32 %

En comparaison avec les anciens résultats donnés dans le dossier de formulation du béton bitumineux 0/14, on a :

0/3 = 45 %
3/8 = 25 %
8/15 = 30 %
Dosage en liant = 6.14 %

On remarque donc qu'il y a un changement en pourcentage de granulats et une augmentation de la teneur en liant. Alors dans ce cas là, et d'après les techniques routiers et recyclage des enrobés **[114]**, le taux de recyclage est limité seulement à 10 % en couche d'assise ou roulement si la teneur en liant est très dispersée et si la qualité du bitume et des granulats n'est pas spécifiée.

IV.7.4.2 Epreuve de la formulation (BBSG 0/14 – Classe 2)

Les bétons bitumineux 0/14 semi-grenus destinés aux couches de roulement (dont l'épaisseur minimale de mise en œuvre en tout point est de 55 mm) sont reconstitués à partir des fractions granulométriques suivantes : 0/3-3/8-8/15.

La composition granulométrique du mélange devra être, selon le type d'enrobé, à l'intérieur des fourchettes données dans le cahier des prescriptions techniques des travaux d'entretien **[76]**.

La formulation du béton bitumineux après l'introduction des donnés suivants est :

- Masses volumiques absolues des granulats :
  - Sable 0/3 = 2,66
  - Gravier 3/8 = 2,66
  - Gravier 8/15 = 2,68

Après on calcule la masse volumique réelle des granulats MVRG qui est égale à 2,667.

- La teneur en liant (égale à 5,40 %) et sa densité (égale à 1,03).

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Le module de richesse K (égale à 3,383).
- La masse volumique réelle de l'enrobé MVRE (égale à 2,466).
- Sable 0/3 = 40 %
- Gravier 3/8 = 25 %
- Gravier 8/15 = 35 %

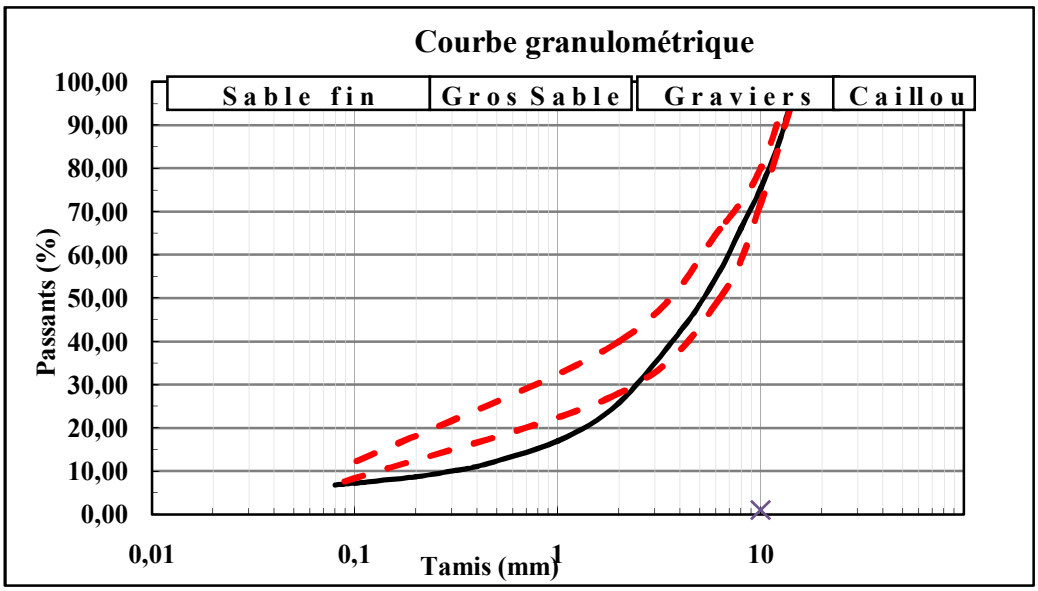


Figure IV.14 : La courbe granulométrique de la formulation du béton bitumineux 0/14.

IV.7.4.3 Epreuve de la formulation (GB 0/20 – Classe 4)

Les graves-bitume 0/20 destinées aux couches de base (dont l'épaisseur minimale de mise en œuvre en tout point est de 100 mm) sont reconstitués à partir des fractions granulométriques suivantes : 0/3-3/8-8/15-15/25.

De la même façon que le béton bitumineux, la composition granulométrique du mélange devra être, selon le type d'enrobé, à l'intérieur des fourchettes. La formulation du grave bitume après l'introduction des donnés suivants est :

- Masses volumiques absolues des granulats :
  - Sable 0/3 = 2,66
  - Gravier 3/8 = 2,66
  - Gravier 8/15 = 2,68
  - Gravier 15/25 = 2,68

  Après on calcule la masse volumique réelle des granulats MVRG qui est égale à 2,667.
- La teneur en liant (égale à 4,60 %) et sa densité (égale à 1,03).

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Le module de richesse K (égale à 2,900).
- La masse volumique réelle de l'enrobé MVRE (égale à 2,494).
- Sable 0/3 = 40 %
- Gravier 3/8 = 20 %
- Gravier 8/15 = 20 %
- Gravier 15/25 = 20 %

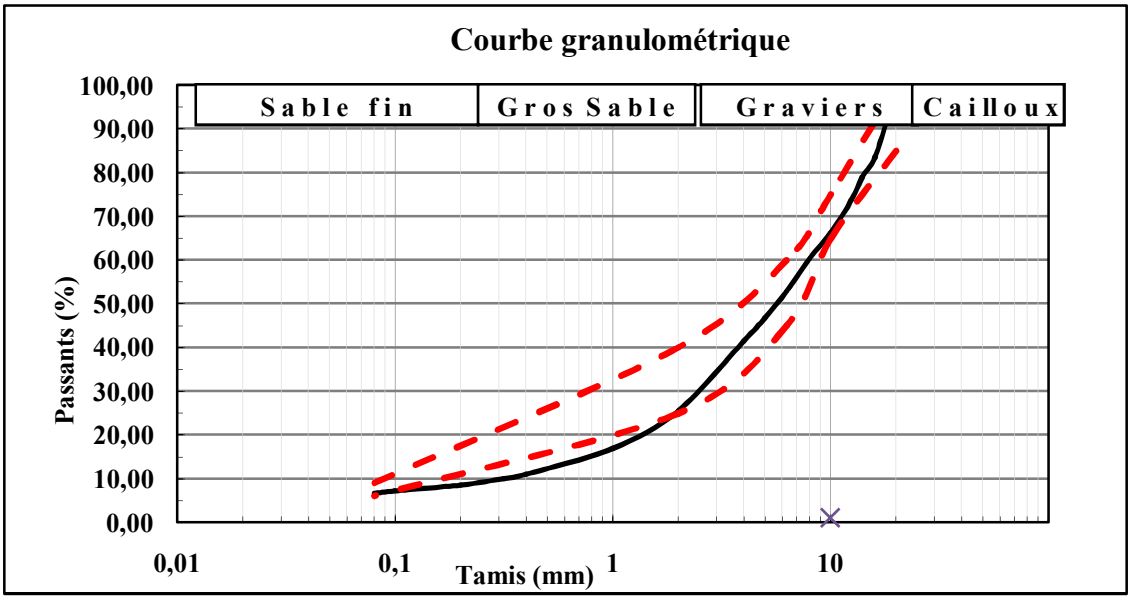


Figure IV.15 : La courbe granulométrique de la formulation du grave bitume 0/20.

La procédure de malaxage du béton bitumineux et grave bitume est récapitulée dans le tableau IV.9. La durée totale de malaxage est de 10 minutes.

Tableau IV.9 : Procédure de malaxage du béton bitumineux et grave bitume **[76]**.

Temps	**4 min**	**6 min**
Ajouts	(GN+SN) chauffés	Bitume chauffé
Malaxage	malaxage	malaxage

La procédure de malaxage du béton bitumineux et grave bitume plus le fraisât est récapitulée dans le tableau IV.10. La durée totale de malaxage est de 12 minutes.

Tableau V.10 : Procédure de malaxage du béton bitumineux et grave bitume plus fraisât **[76]**.

Temps	**4 min**	**6 min**	**2 min**
Ajouts	((GN+SN) chauffés	Bitume chauffé	Fraisât
Malaxage	malaxage	malaxage	malaxage

IV.8 Caractérisation du béton C20/30

IV.8.1 Essai d'ouvrabilité

On mesure le temps d'écoulement des bétons aux maniabilimètre conformément à la norme (NF P 18-452) **[115]**.

L'ouvrabilité est mesurée par l'affaissement au cône d'Abrams conformément à la norme (NF P 18-451) **[116]**. Tous les bétons ont été fabriqués à ouvrabilité constante pour faciliter la comparaison.

La masse volumique apparente du béton frais est déterminée à partir des pesées conformément à la norme (NF P 18-440) **[117]**.

IV.8.2 Essai d'air occlus

La teneur en air est mesurée sur le béton ordinaire ainsi que sur le béton recyclé, à l'aide d'un aéromètre de 8 litres. Le béton est mis en place dans l'aéromètre par piquage en 3 couches, selon la norme (NF P 18-443) **[118]**.

IV.8.3 Essai de masse volumique à l'état durci

La masse volumique du béton à l'état durci est déterminée à partir des pesées conformément à la norme (NF P 18-435) **[119]**.

IV.8.4 Essai de compression simple

L'essai s'effectue conformément à la norme (NF P 18-438) **[120]**, sur presse hydraulique. La résistance en compression est déduite par la moyenne d'écrasement de trois éprouvettes Cubiques (100x100x100 mm^3).

IV.8.5 Essai de traction par flexion

La résistance à la traction est mesurée par la méthode de traction par flexion conformément à la norme (NF P 18-407) **[121]**. L'essai s'effectue sur une machine automatique de flexion sollicitant l'écrasement d'éprouvette prismatique (70x70x280 mm^3) à trois points.

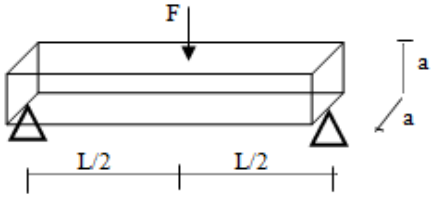


Figure IV.16 : Principe de l'essai traction par flexion.

$$R_t = \frac{0.9\,F\,L}{a^3} \quad (MPa) \qquad (IV.3)$$

F : la charge de rupture (N) ;
a : le coté de la base (mm) ;
Rt : résistance à la traction (MPa) ;

V.8.6 Essai de module d'élasticité

Le module d'élasticité statique du béton est obtenu moyennant un extensomètre mécanique à béton composé d'un étrier avec comparateur électronique, par mesure des déformations unitaires longitudinales sur des éprouvettes cylindriques (Ø 16 mm, h 320 mm), conformément à la norme (NA 437) **[122]**.

L'essai consiste à équiper l'éprouvette de deux couronnes en métal léger, fixées chacune par l'intermédiaire de trois vis pointeaux distantes de 100 mm. Un comparateur électronique est fixé sur l'une des couronnes. On mesure le déplacement de ces couronnes l'une par rapport à l'autre, ce qui correspond aux déformations longitudinales de l'éprouvette.

Il est généralement conseillé de calculer le module d'élasticité de 15 à 50 % de la contrainte de rupture [59] ; dans notre cas, il a été calculé à 30%.

IV.8.7 Essai de retrait

Les mesures de retrait du béton ont été effectuées sur des éprouvettes prismatiques (70x70x280 mm^3) conformément à la norme (NF P 18-427) **[123]**. Ces éprouvettes au nombre de trois par composition sont, après démoulage à 24 heures, pesées et mesurées directement au moyen d'un rétractomètre muni d'un comparateur puis conservées dans le laboratoire à l'air libre (15 à 20°C et 60 à 65% H.R). Selon un calendrier à long terme, pour chaque mesure prévue, les éprouvettes sont pesées puis mesurées avec le même rétractomètre.

IV.8.8 Essai de vieillissement (gonflement)

De la même façon que pour le retrait, les mesures de gonflement et de variation de masse sont effectuées conformément à la norme (NF P 18-427) **[123]** sur des éprouvettes prismatiques (70x70x280 mm^3). Les éprouvettes, au nombre de trois par composition, sont après démoulage à 24 heures, placées directement dans un bac d'eau. Selon un calendrier à long

terme, pour chaque mesure prévue, les éprouvettes sont tirées du bassin de stockage, séchées superficiellement à l'aide d'un chiffon absorbant humide, pesées puis mesurées à l'aide d'un rétractomètre muni d'un comparateur.

IV.8.9 Essai d'absorption d'eau par capillarité

L'objectif essentiel de ce travail étant l'étude de la durabilité des bétons recyclés, cet essai a été choisi car il permet d'obtenir, en complément de l'essai de perméabilité, des mesures quantitatives sur la structure poreuse d'un béton. L'essai est réalisé conformément à la norme **(EN 13057) [124]** sur des (demi prisme 70x70x280 mm^3) à l'âge de 28 jours. Le résultat est la moyenne de la mesure sur deux éprouvettes testées pour chaque composition. À la fin de la cure, les éprouvettes sont séchées dans une étuve ventilée à 40 ± 5 °C pendant 7 jours au moins et jusqu'à poids constant.

Après séchage, la périphérie (face latérale) de l'éprouvette est surfacée de peinture époxy et, après séchage, l'éprouvette de béton est posée sur sa base (surface sciée) sur des cales d'au moins 10 mm d'épaisseur, dans un bac où le niveau d'eau est maintenu constant (environ 4 à 6 mm au dessus de la base de l'éprouvette) pendant toute la durée d'essai (environ 24 heures). Les éprouvettes sont soumises à une absorption d'eau unidirectionnelle (Fig. IV.20). A intervalle de temps précisé par la procédure utilisée, on relève le poids de chaque éprouvette après l'avoir essuyée au moyen d'un chiffon humide. L'absorption capillaire est exprimée en kg/mm^2 par le rapport de l'augmentation de masse ($m_{finale} - m_{initiale}$) à la section ($mm^2$) de la face inférieure de l'éprouvette, en contact avec l'eau.

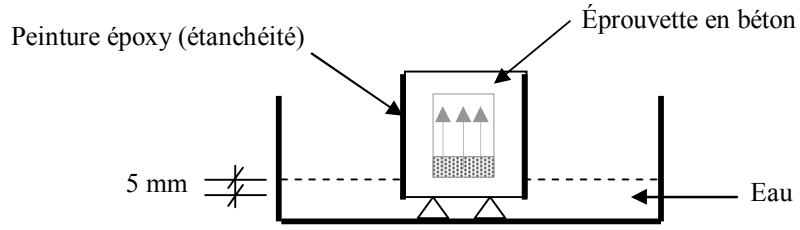


Figure IV.17 : Principe d'absorption d'eau.

De la courbe absorption d'eau – racine carrée du temps, deux paramètres importantes sont dégagés :

- la pente entre 0 et 1 heures appelée « absorption initiale » (kg/m^2), est un paramètre prédominant pour caractériser la durabilité des bétons, car les plus gros capillaires sont des chemins privilégies pour la pénétration des fluides gazeux et liquides ;
- la pente de la droite prise entre 1 heure et 24 heures appelées « absorptivité » ($kg/m^2.h^{0.5}$), ce paramètre est responsable au développement de la microstructure de la phase liante du béton et évolue jusqu'à ce que l'hydratation s'achève.

IV.8.10 Essai de porosité

À la fin de la cure, et selon la recommandation AFREM, les éprouvettes sont séchées dans une étuve ventilée à 40 ± 5 °C jusqu'à poids constant. L'éprouvette est passée ensuite à imbibition sous vide et, après saturation, une pesée sous eau (Meau) et une autre dans l'air (Mair) sont réalisées. Ensuite, l'éprouvette est séchée dans une étuve ventilée à 105 ± 5 °C jusqu'à poids constant et à nouveau, une mesure de masse (Msec) est réalisée. La porosité (accessible à l'eau) est déterminée par la relation suivante:

$$\varepsilon\,(\%) = \frac{Mair - Msec}{Mair - Meau} x100 \qquad (IV.4)$$

L'essai est réalisé sur des demi-éprouvettes prismatiques (70x70x280 mm^3). Le résultat est la moyenne de la mesure sur deux éprouvettes, pour chaque composition.

IV.8.11 Essai de dureté superficielle par rebondissement

L'essai consiste à mesurer conformément à la norme (NF P 18-417) **[125]** la hauteur de rebondissement d'une bille d'acier projetée sur la surface de l'éprouvette du béton et donc en fonction de la hauteur de rebondissement il nous est possible d'en déduire la résistance à la compression. L'essai a été réalisé uniquement à l'âge de 28 jours sur les éprouvettes avant l'essai de compression par écrasement à la presse.

Le but de cet essai est de déduire une corrélation entre la résistance à la compression et cet essai non destructif.

IV.8.12 Essai d'auscultation sonique

L'essai consiste à émettre une onde longitudinale dans une éprouvette et mesurer le temps qu'elle mette pour le parcourir d'une face à l'autre parallèlement, et connaissant la distance parcourue (d=100 mm) conformément à la norme (NF P 18-418) **[126]**, on peut en déduire facilement la vitesse.

IV.9 Caractérisation du béton compacté au rouleau

IV.9.1 Essais effectués sur les BCR à l'état frais

A l'état frais on mesure la masse volumique apparente du béton frais, qui est déterminée à partir des pesées conformément à la norme (NF P 18-440) **[117]**, le résultat est obtenu sur la moyenne de deux mesures. Puis on effectue Proctor modifié et vérification que l'affaissement reste nul.

IV.9.2 Essais effectués sur les BCR à l'état durci

IV.9.2.1 Essai de masse volumique

La masse volumique du béton à l'état durci est déterminée à partir des pesées conformément à la norme (NF P 18-440) **[160]**, le résultat est obtenu sur la moyenne de deux mesures.

IV.9.2.2 Essai de compression simple

L'essai s'effectue conformément à la norme (NF P 18-438) **[170]**, sur presse hydraulique. La résistance en compression est déduite par la moyenne d'écrasement de deux éprouvettes Cylindriques (ϕ160, h320 mm).

IV.9.2.3 Essai de traction par fendage

L'essai s'effectue sur la machine de compression. La résistance à la traction est déduite par la moyenne d'écrasement par fendage de deux éprouvettes cylindriques (ϕ160, h320 mm) pour chaque béton, conformément à la norme (NF P 18-408) **[127]**.

IV.9.2.4 Essai de module d'élasticité

Le module d'élasticité de ce type de béton est obtenu comme dans la première partie de notre travail (béton C 20/30) moyennant d'un extensomètre mécanique à béton, par la mesure des déformations unitaires longitudinales sur des éprouvettes cylindriques (Ø16 mm, h320 mm), conformément à la norme (NA 437) **[122]**.

IV.9.2.5 Essai d'absorption d'eau par capillarité

L'essai est réalisé conformément à la norme la norme **(EN 13057) [124]** sur des demi-disques (Ø160, e50 mm). Le résultat est la moyenne de la mesure sur deux tranches testées pour

chaque composition à la fin de la cure et séchage pendant 7 jours jusqu'à poids constant et peinturés bien sur.

L'absorption capillaire est exprimée en kg/mm^2 par le rapport de l'augmentation de masse ($m_{finale} - m_{initiale}$) à la section (mm^2) de la face inférieure de l'éprouvette, en contact avec l'eau.

IV.9.2.6 Essai de porosité

À la fin de la cure et séchage des tranches jusqu'à poids constant. Selon la même recommandation on passe à l'imbibition sous vide et, après saturation, des pesés dans l'eau, dans l'air, et sec sont pris pour calculer la porosité. Le résultat est la moyenne de la mesure sur deux tranches, pour chaque composition.

IV.9.2.7 Essai de dureté superficielle par rebondissement

L'essai consiste à mesurer conformément à la norme (NF P 18-417) **[125]** l'indice de rebondissement sur des éprouvettes (ϕ160x320 mm) du BCR et ensuite on déduit la résistance à la compression. L'essai a été réalisé uniquement à l'âge de 28 jours.

IV.9.2.8 Essai d'auscultation sonique

Le même principe d'essais donné dans le paragraphe IV.8.12 et connaissant la distance parcourue (d=160 mm) conformément à la norme (NF P 18-418) **[126]**, on peut en déduire facilement la vitesse et apprécier la qualité du béton.

IV.10 Caractérisation du béton bitumineux

IV.10.2 Essai à la PCG

Suivant la norme (NF EN 12697-31) **[129]**, le mélange hydrocarboné préparé en laboratoire, est placé, dans un moule cylindrique de 150 mm de diamètre. Puis on applique sur le sommet de l'éprouvette une pression verticale de 0,6 MPa.

En même temps, l'éprouvette est inclinée d'un angle faible de l'ordre de 1° (externe) ou 0,82° (interne) et soumise à un mouvement circulaire.

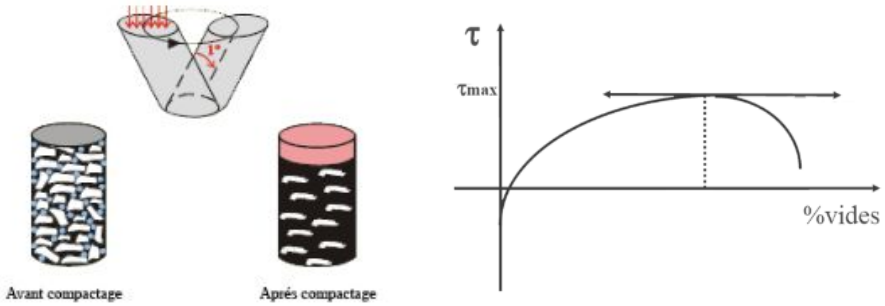


Figure IV.18 : Principe de l'essai à la PCG.

Ces différentes actions exercent sur l'éprouvette un compactage par pétrissage. Pour un nombre de girations donné, fonction du type d'enrobés, de la nature des granulats et de l'épaisseur de mise en œuvre, le formulateur peut prévoir le pourcentage de vides sur le chantier.

L'appareil mesure le pourcentage des vides pour l'essai PCG dans un moule métallique ϕ 150 mm, au même temps l'appareil est utilisé pour la préparation des éprouvettes du module complexe dans un moule métallique ϕ 100 mm pour un pourcentage des vides donné.

La masse introduite dans le moule pour le compactage est donné suivant le diamètre du moule et la masse volumique réelle de l'enrobé :

$$M = 10^{-9}\ \pi\ \frac{D^2}{4}\ h_{min}\rho_M \qquad \text{(IV.5)}$$

Où :
M : est la masse du mélange à introduire dans le moule, en (kg) ;
D : est le diamètre interne du moule, en (mm) ;
*h*min : est la hauteur minimale de l'éprouvette compactée, correspondant à un pourcentage de vide nul (mm) ;
ρm : est la masse volumique réelle du mélange, en (kg/m^3).
Soit donc :

- Moule ϕ 100 mm, M = 0,785 MVRE
- Moule ϕ 150 mm, M = 2,649 MVRE

Avec :
M : Masse du mélange, en (g) ;
MVRE : Masse volumique réelle de l'enrobé, en (kg/m^3) ;

IV.10.4 Essai duriez (tenue à l'eau)

Selon la norme (NF P 98 – 251 - 1) **[130]**, les éprouvettes nécessaires à la réalisation de l'essai sont fabriquées par compactage statique à double effet. Six éprouvettes sont destinées pour calculer le pourcentage de vides.

Les éprouvettes sont soumises à l'essai de compression après conservation à 18 °C dans des conditions définies : à l'air pour certaines éprouvettes, en immersion pour d'autres. La tenue à l'eau est caractérisée par le rapport des résistances avec ou sans immersion.

La presse permettant le compactage à double effet et le maintien d'une charge de 60 kN pendant 5 min sur chaque éprouvette pour les mélanges hydrocarbonés.

Le mélange hydrocarboné doit être fabriqué en une seule fois selon la (NF P 98-250-1) **[131]**. La température de référence de préparation des éprouvettes de mélanges à base de bitume pur pour un bitume 35/50 est de 160 °C ± 5°C.

- **Pourcentage d'imbibition**

Le pourcentage d'imbibition est la quantité d'eau absorbée par l'éprouvette après *k* jours d'immersion dans l'eau.
L'expression mathématique du pourcentage d'imbibition après *k* jours d'immersion dans l'eau est la suivante :

$$W_k = \frac{M_{J+1+k} - M}{M} \times 100 \qquad \text{(IV.6)}$$

- **Tenue à l'eau**

Rapport *r/R* entre la résistance à la compression après immersion (*r*) et celle après conservation sans immersion (*R*) à 18 °C.

IV.10.8 Essai d'orniérage

Cet essai est très important pour les routes très circulés et avec un pourcentage de poids lourds assez élevé, il permettre de simuler au laboratoire la résistance de l'enrobé à l'orniérage.

Le but de cette essai est de caractériser la résistance à l'orniérage des enrobés hydrocarbonés dans des conditions comparables aux sollicitations sur route.

Le principe de cette essai selon la norme (NF EN 12697-22) **[132]** est de mesurer la profondeur de l'ornière en fonction du nombre de cycles (aller et retour) d'un pneumatique donné en % selon l'epaisseur de l'enrobé.

On confectionne une plaque de 50 ou 100 mm qu'on lui fait subir une énergie de compactage normalisée à 60 °C, le résultat (profondeur d'ancrage) est comparé à la norme.

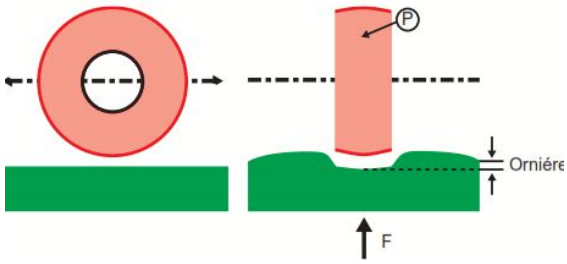


Figure IV.19 : Principe de l'ornière de grandes dimensions.

Alors les conditions de cet essai sont :

- pression du pneumatique : P=600 ± 30kPa ;
- charge roulante appliquée : F= 5000 N ± 50 N ;
- température de l'essai : selon consigne ± 2°C (actuellement 60 °C pour l'ensemble des normes français produits) ;
- profondeur d'ornière généralement mesurée à 1000, 3000, 10 000, 30 000, 100 000 cycles.

Concernant l'expression des résultats, l'évolution de la profondeur d'ornière en fonction du nombre de cycles :

$$Y = A\,(N/1000)^{b} \qquad \text{(IV.7)}$$

Avec :

Y : profondeur d'ornière à N cycles ;
A : profondeur d'ornière à 1000 cycles ;
b : pente de la droite (coordonnée log) ;

- **Confection d'éprouvettes au compacteur de plaque**

Selon la norme (NF EN 12697-33+A1) **[133]**, Une masse donnée de mélange bitumineux est compactée dans un moule de section rectangulaire à l'aide d'une charge appliquée par un rouleau en acier doux ou équivalent, ou par une ou plusieurs roues équipées de pneumatiques. Le rouleau en acier doux peut fonctionner directement sur le mélange bitumineux ou sur des couteaux qui appliquent une action de cisaillement sur le mélange. La ou les roues, ou le rouleau, effectuent des passes à vitesse constante parallèlement à l'axe de la plaque, selon un plan de balayage spécifié, le cas échéant.

La masse, *M*, du mélange bitumineux à introduire dans le moule est une fonction de la masse volumique réelle, ρ m, du mélange bitumineux, des dimensions intérieures *L* et *l* du moule, de l'épaisseur *e* de l'éprouvette et du pourcentage de vide *v*, prévu ou visé (compactage à énergie contrôlée) :

$$M = 10^{-6} \times L \times l \times e \times \rho_m \times \left(\frac{100 - v}{100}\right) \qquad \text{(IV.8)}$$

Où :
M : est la masse de la plaque, en (kg) ;
L : est la longueur intérieure du moule, en (mm) ;
l : est la largeur intérieure du moule, en (mm) ;

e : est l'épaisseur finale de la plaque, en (mm) ;
ρm : est la masse volumique réelle du mélange bitumineux, en (kg/m^3) ;
v : est le pourcentage de vide de la plaque, en (%).
L = 500 mm, *l* = 180 mm, *h*= 100 mm ou *h* = 50 mm

Soit donc :

- Plaque 100 mm, M = 90 MVRE (100 - V)
- Plaque 50 mm, M = 45 MVRE (100 - V)

Avec :

M : masse du mélange, en (g) ;
MVRE : masse volumique réelle de l'enrobé, en (t/m^3) ;
V : pourcentage de vides, en (%).

IV.10.7 Essai module de rigidité

Des corps d'épreuve d'une forme adaptée sont soumis à déformation dans le domaine linéaire, par des chargements répétés ou à des vitesses de déformation contrôlées.
Les amplitudes de contrainte et de déformation sont mesurées, simultanément avec le déphasage entre la contrainte et la déformation.

Le module de rigidité (module complexe) selon la norme (NF EN 12697-26) **[134]**, est la relation entre la contrainte et la déformation pour un matériau à visco élastique linéaire soumis à une charge de forme sinusoïdale en fonction du temps, *t*, lorsque l'application d'une contrainte $\sigma \times \sin(w \times t)$ entraîne une déformation $\varepsilon \times \sin(w \times (t-\phi))$ présentant un angle de phase ϕ par rapport à la contrainte.

$$E^* = |E^*| \times \left(\cos(\Phi) + i \times \sin(\Phi)\right) \qquad \text{(IV.9)}$$

Le module complexe est caractérisé par un couple de composants. Ce couple peut être exprimé de deux manières : la partie réelle E_1 et la partie imaginaire E_2 :

$$E_1 = |E^*| \times \cos(\Phi) \qquad \text{(IV.10)}$$

$$E_2 = |E^*| \times \sin(\Phi) \qquad \text{(IV.11)}$$

Le module du module complexe |E*| et l'angle de phase, ϕ :

$$|E^*| = \sqrt{E_1^{\,2} + E_2^{\,2}} \qquad \text{(IV.12)}$$

$$\Phi = \arctan\left(\frac{E_2}{E_1}\right) \qquad \text{(IV.13)}$$

Le module de rigidité ou module complexe |E*| ou valeur du module sécant est la relation entre la contrainte et la déformation au temps de charge, *t*, pour un matériau soumis à une charge avec une vitesse de déformation contrôlée :

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} \qquad \text{(IV.14)}$$

Avec :
σ(t) : la contrainte ;
ε(t) : la déformation ;
t : le temps ;
La méthode d'essai est l'essai de traction directe uni axiale sur des éprouvettes cylindriques avec un chargement à vitesse de déformation contrôlée.

Le Système de chargement doit comporter un vérin de chargement adapté, à l'aide duquel une charge peut être appliquée le long du diamètre vertical de l'éprouvette, via les platines de chargement. Le vérin de chargement doit être capable d'appliquer des impulsions de chargement répétées alternant avec des périodes de repos. La charge doit avoir la forme d'une onde de choc ou à peu près). Le temps de charge doit être contrôlé pendant l'essai.

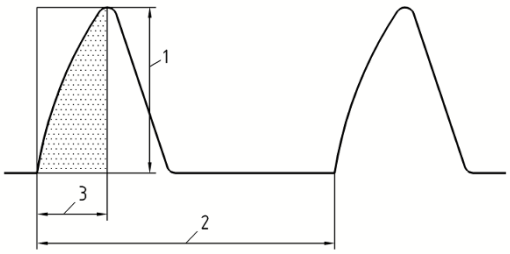


Figure IV.20 : Système de chargement.

1 : Valeur crête de la charge ;
2 : Période de répétition des impulsions ;
3 : Temps de montée.
Le principe de ces essais sont donnés par l'annexe D.

IV.12 Préparation des échantillons de déchets et de bétons pour le MEB

La préparation des échantillons de bétons que ce soit pour la vue morphologique ou bien chimiquement a été faite par une scie automatique , travaille sous l'eau, il suffit seulement de tracer les dimensions souhaiter à couper.

Après, on passe à la salle du MEB pour la prise des images, le MEB utilisé est donné dans la figure IV.21 suivante.



Figure IV.21 : Le MEB utilisé.

IV.12.1 Morphologie des granulats et béton

Les dimensions pour la vue morphologique d'un morceau de béton doit être (40x40x10) mm^3, et pour voir ces morceaux chimiquement, les dimensions doit (20x20x20) mm^3.

Pour l'étude morphologique, les échantillons sont passés en premier par la métallisation sous vide avec de l'or.

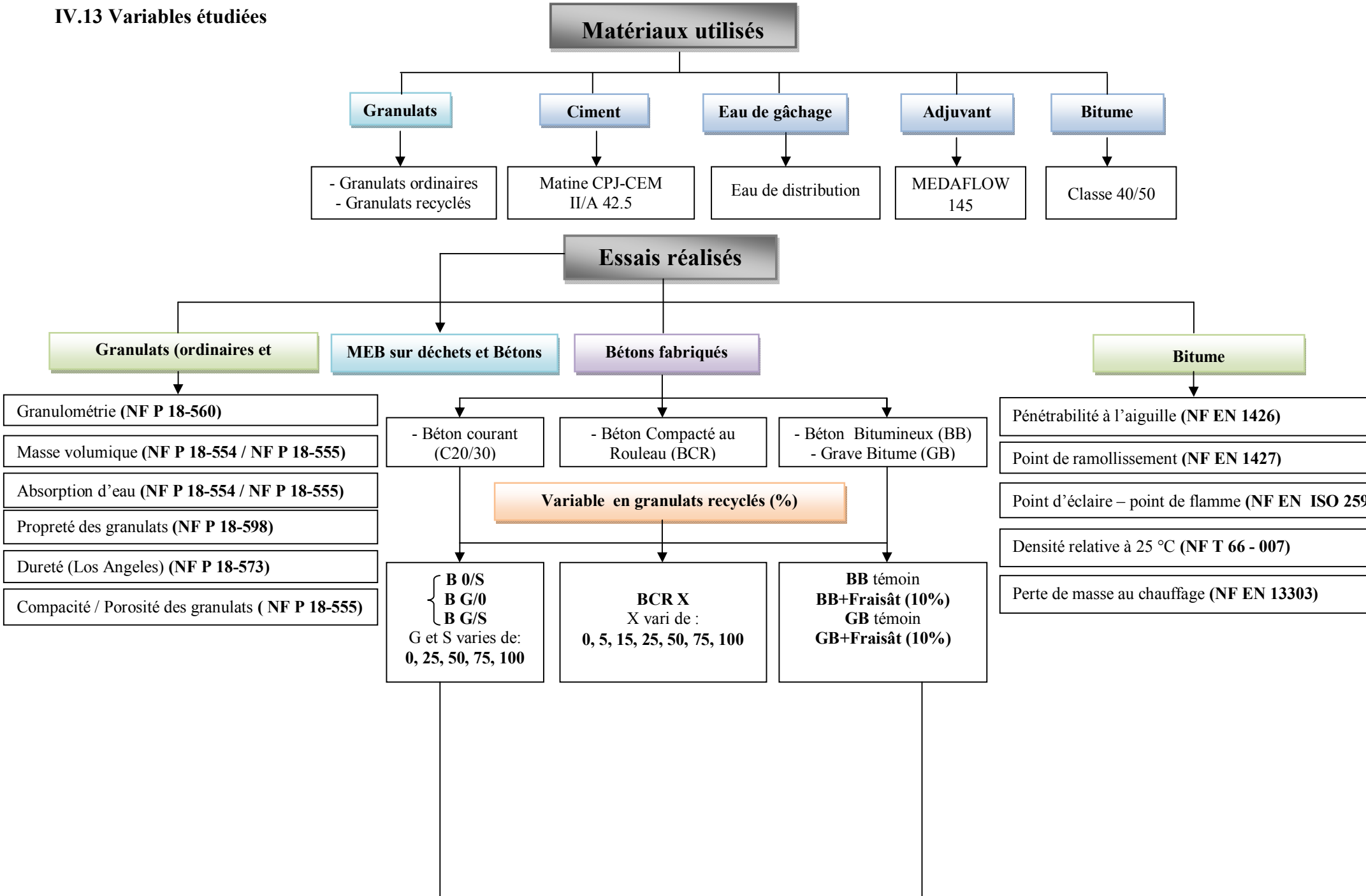
V.12.2 Chimie des granulats

Pour l'étude chimique, les échantillons sont mis dans la résine pendant 24 heures, après on fait le polissage, puis la métallisation sous vide aussi. Les échantillons prêtent de faire l'étude chimique, sont présentés sur la figure IV.22.



Figure IV.22 : Les granulats préparés.

IV.13 Variables étudiées



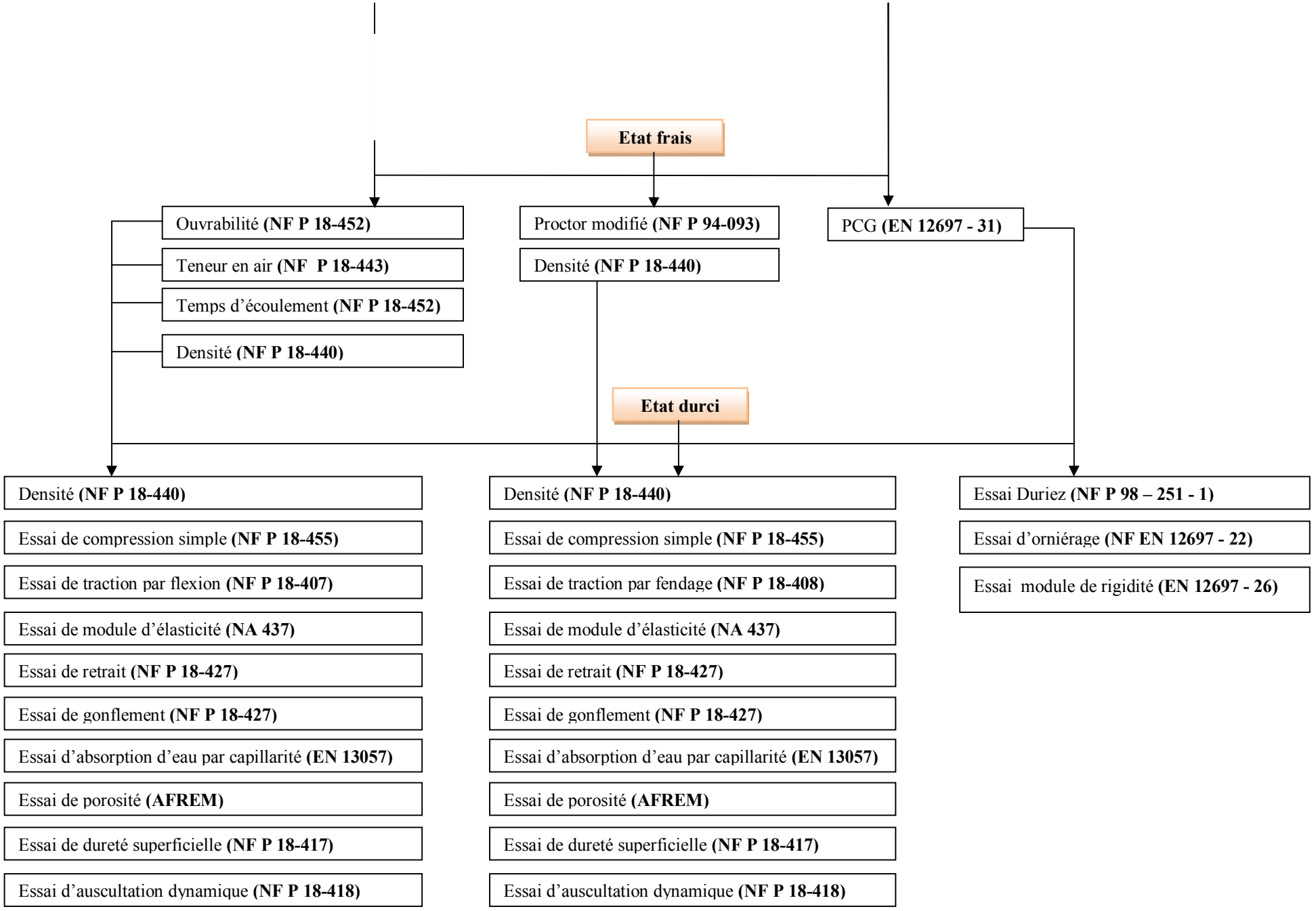


Figure IV.23: Variables étudiées

V.1 Introduction

Les méthodes d'analyse et d'essais ont été décrites au chapitre IV. Les résultats sont présentés, de façon à mettre en évidence les caractéristiques et comportement spécifiques des granulats et des bétons, on trouve en particulier les analyses sur :

- Granulats ordinaires et recyclés ;
- Bitume ;
- Bétons frais ;
- Bétons durcis (propriétés physique et mécanique) ;
- La représentation des granulats recyclés et différents bétons fabriqués sous MEB ;

V.2 Granulats

V.2.1 Analyse granulométrique des granulats

On a essayé de trouver les courbes granulométriques pour chaque classe granulaire avec deux méthodes puis on a choisis la meilleure et la plus facile.

En premier faire le tamisage directement des granulats recyclés, la 2ème un malaxage à sec des granulats recyclés pendant 2 minutes dans un malaxeur à béton, puis le tamisage, ensuite on trace les courbes granulométriques, on a pas trouvé du tous une grande différence et ça revient à l'ancien quantité du bitume attaché aux granulats, cette différence est montrée sur la figure V.1.

Katz **[135]** a trouvé une même distribution granulométrique des agrégats recyclés avant et après malaxage et que la quantité non significative des fines produite après malaxage ne dépend pas de l'âge des agrégats. Par contre, Coquillat **[136]** a trouvé que la granulométrie des granulats recyclés est notablement modifiée lors du malaxage.

Donc on a adopté la première méthode d'une façon directe pour séparer les classes granulaires, alors on a fixé les classes suivants selon les tamis disponibles au laboratoire : sable recyclé SR (0/4), gravier recyclé GR (4/10) et gravier recyclé GR (10/14).

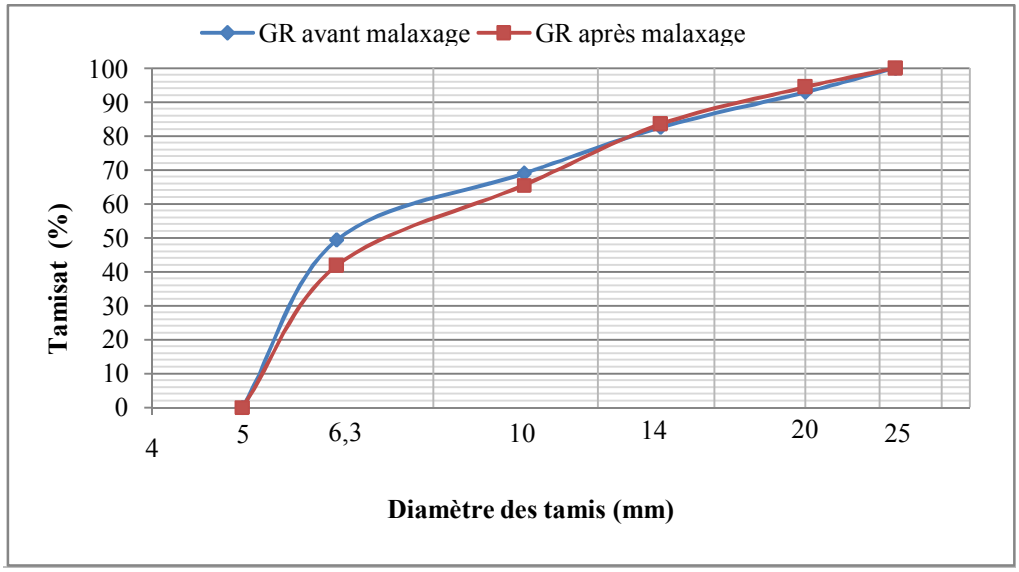


Figure V.1 : Courbes granulométriques des granulats recyclés avant et après malaxage.

Les courbes granulométriques des sables et graviers sont présentées sur la figure V.2.

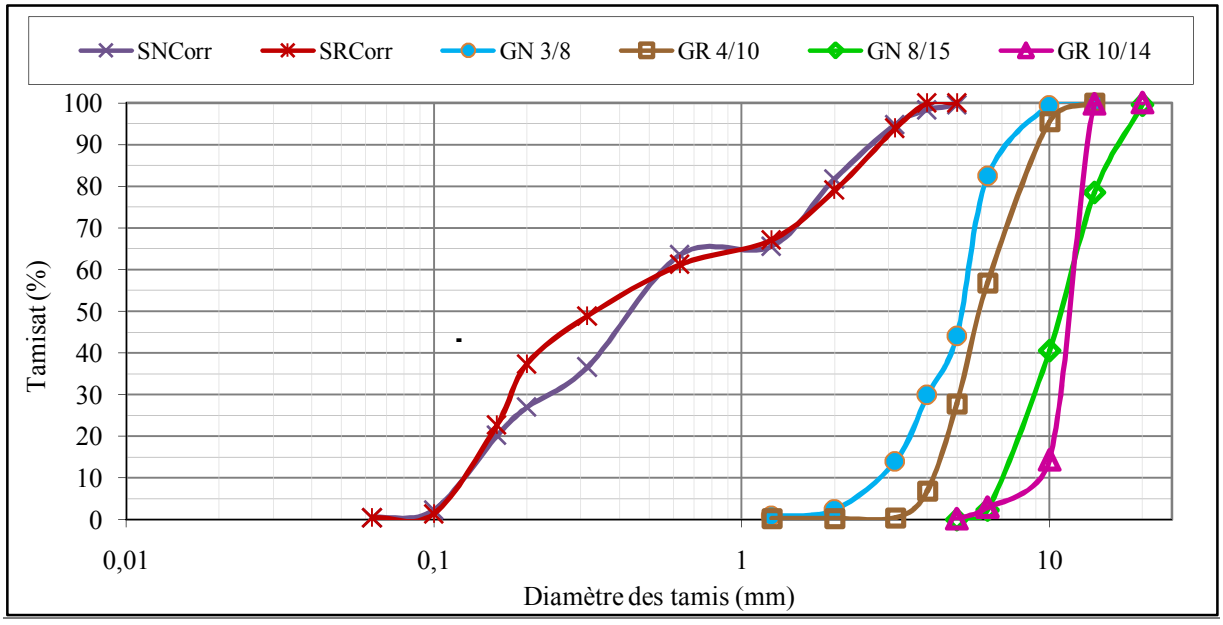


Figure V.2 : Courbes granulométriques des granulats ordinaires et recyclés.

Le sable recyclé semble plus grossier que le sable ordinaire, il est constitué en majorité de petits gravillons et d'une faible proportion de sable moyen avec un 0,05 % de fine. Le module de finesse du sable recyclé (MF = 3,99) est nettement plus élevé que celui du sable ordinaire utilisé (MF = 3,18). Les gros granulats recyclés sont comparables aux gros granulats ordinaires.

V.2.2 Formes des grains et état de surface

V.2.2.1 Analyse visuelle

Par analyse visuelle, on constate que la surface des granulats recyclés est rugueuse et comporte des fissures, alors qu'elle est lisse pour les granulats ordinaires. La texture des particules de gros granulats est entourée par une couche importante d'un liant hydrocarboné (bitume).

Le coefficient d'aplatissement **A** d'un ensemble de granulats est le pourcentage pondérale des éléments qui vérifient la relation suivante **[137]**:

$$A = l / e > 1.58 \qquad \text{(equ. V.1)}$$

L'analyse de la forme est effectuée sur trois échantillons de chacun, et la moyenne des résultats est présentée dans le tableau VI.1.

Tableau V.1 : Forme des granulats utilisés.

Catégorie	p = e / l	q = l / L	A = l / e	l / e > 1.58	Remarque
GN 3/8	0.68	0.70	1.45	Non	Ces granulats ne sont pas aplatés
GN 8/15	0.72	0.75	1.37	Non	
GR 4/10	0.74	0.61	1.34	Non	
GR 10/14	0.63	0.69	1.58	Non	

On remarque que le coefficient d'aplatissement des gros graviers ordinaires est inférieur à celui des gros graviers recyclés. Cela confirme que les granulats recyclés sont beaucoup plus irréguliers que les granulats ordinaires.

On remarque aussi que la gamme 10/14 comporte une partie non négligeable de particules plates qui peuvent influencer négativement sur la fluidité et la compacité du béton recyclé.

V.2.2.2 Analyse des granulats recyclés morphologiquement sous MEB

L'analyse morphologique des granulats recyclés sous MEB donne seulement l'état de surface extérieure.

a. Sable recyclé bitumineux

L'analyse morphologique du sable recyclé sous MEB est donnée dans les figures V.3 et V.4 suivantes :

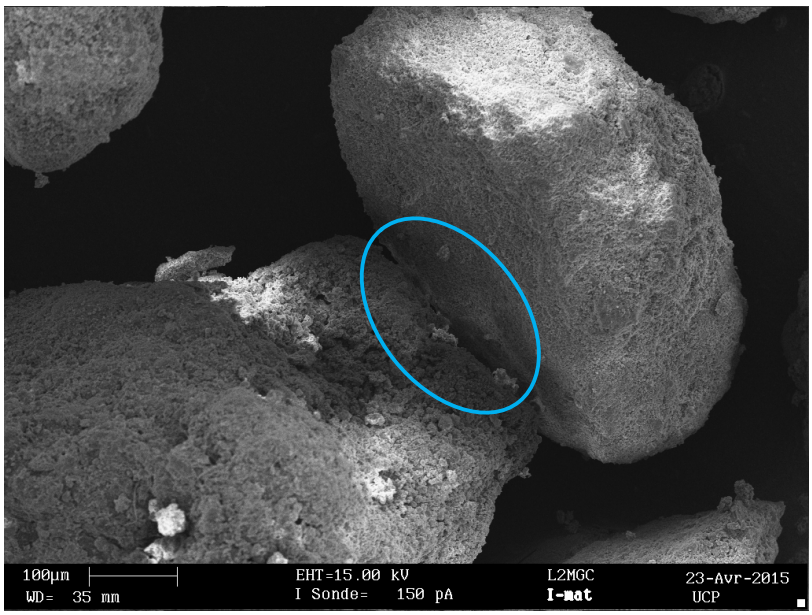


Figure V.3 : Analyse d'un grain de sable recyclé bitumineux.

On remarque que morphologiquement le grain de sable recyclé bitumineux est l'accumulation de plusieurs grains de sable ordinaire, relié par le bitume entre eux, (voir figure V.3). Puis on prend la partie en bleu (voir figure V.4).

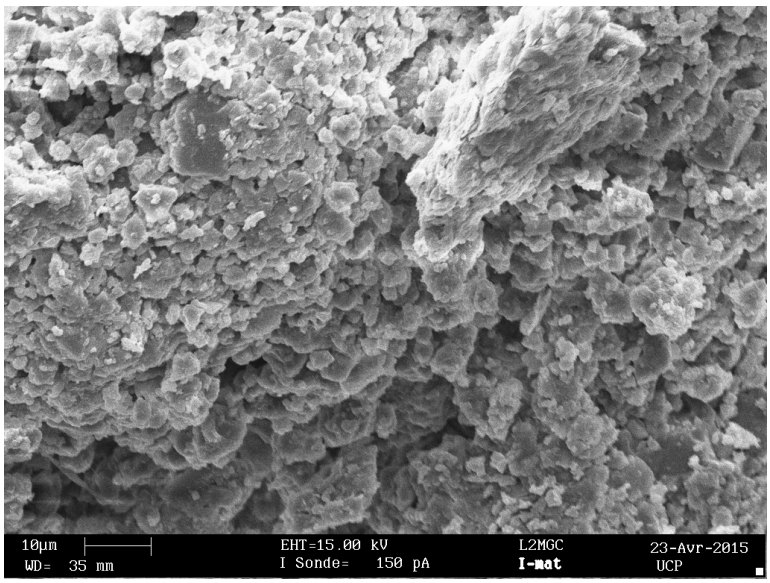


Figure V.4 : Analyse d'une partie de grain de sable recyclé bitumineux.

On voie bien, même la partie de grain de sable recyclé est attachée aussi avec des fines et de la poussière de fraisage.

b. Gravier recyclé bitumineux

L'analyse morphologique du gravier recyclé sous MEB est donnée dans les figures V.5 et V.6 suivantes :

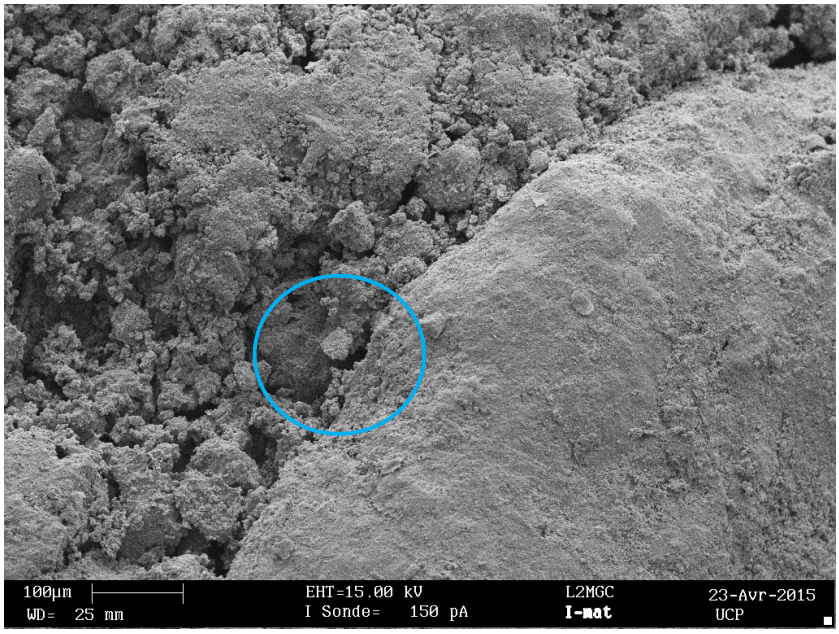


Figure V.5 : Analyse d'un gravier recyclé bitumineux.

Morphologiquement le gravier recyclé bitumineux est aussi l'assemblage de plusieurs grains de gravier ordinaire, (voir figure V.5). La partie sélectionnée en bleu présente la liaison entre deux grains de graviers par un liant bitumineux (voir figure V.6).

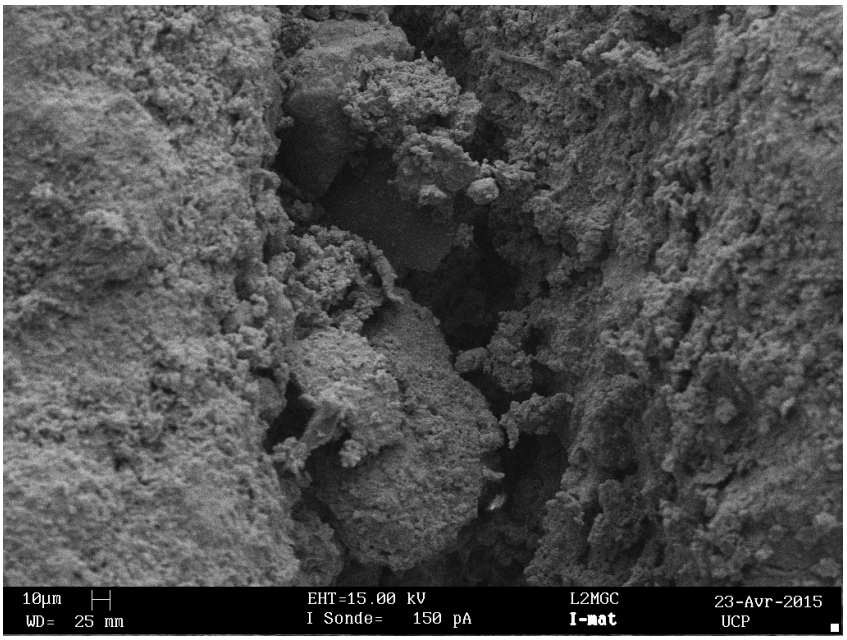


Figure V.6 : Analyse d'une partie de gravier recyclé bitumineux.

La microstructure des granulats recyclés est très différents et compliqués en structure surtout dans la zone de transition **[138]**.

V.2.2.3 Analyse des granulats recyclé chimiquement sous MEB

L'analyse chimique des granulats recyclés sous MEB donne la composition chimique interne.

a. Sable recyclé bitumineux

La composition chimique de ce sable est donnée dans le spectre représenté sur la figure V.7, les principales piques représentent sa composition. On remarque que le calcium, le silicium sont les composants du grain ordinaire et le Carbonne c'est la base du liant bitumineux.

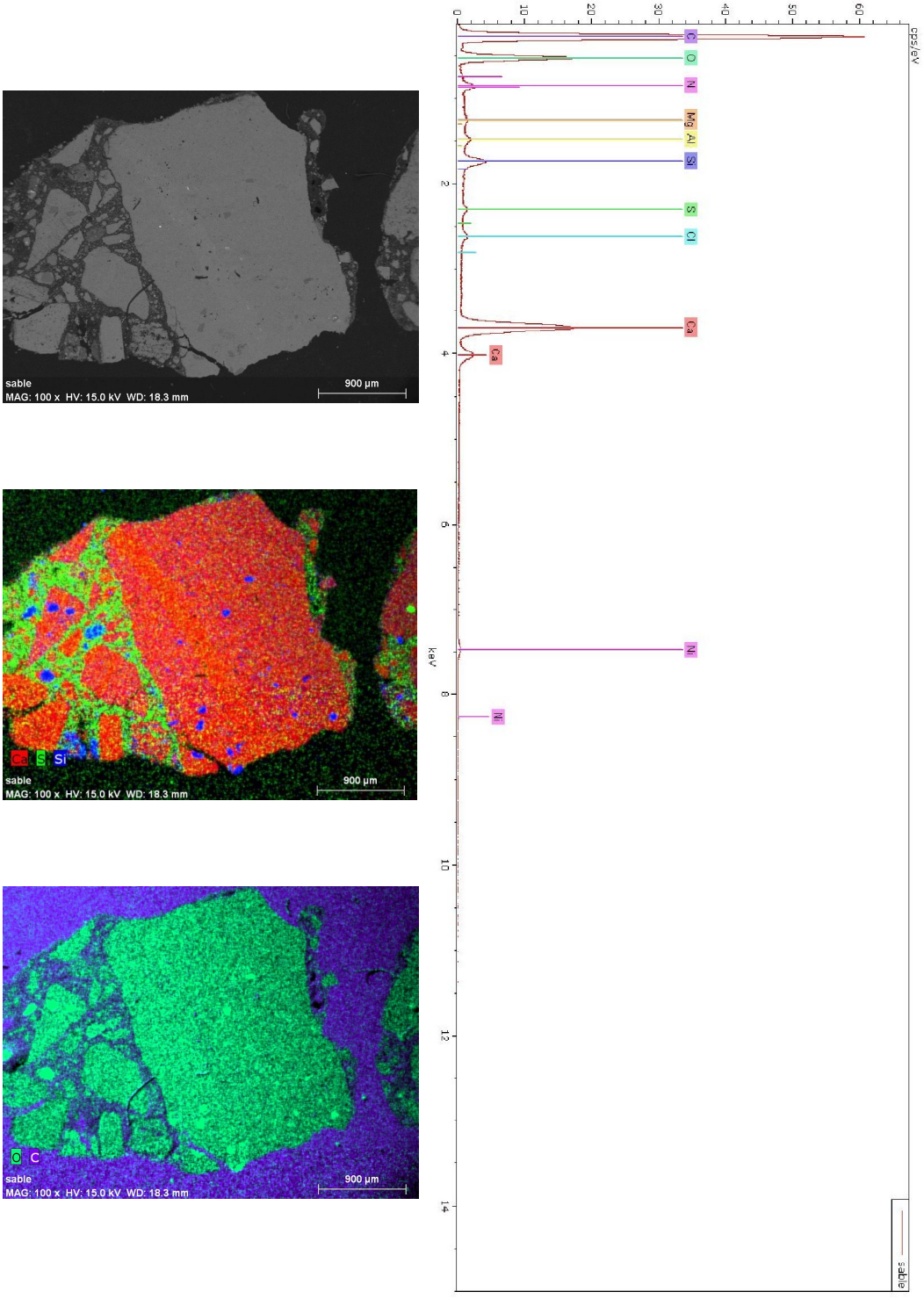


Figure V.7 : Spectre de l'analyse chimique du sable recyclé bitumineux.

b. Gravier recyclé bitumineux

De la même façon, la composition chimique du gravier recyclé est donnée dans le spectre représenté sur la figure V.8. On remarque que le calcium, le silicium sont les composants du grain ordinaire et le Carbonne c'est la base du liant bitumineux.

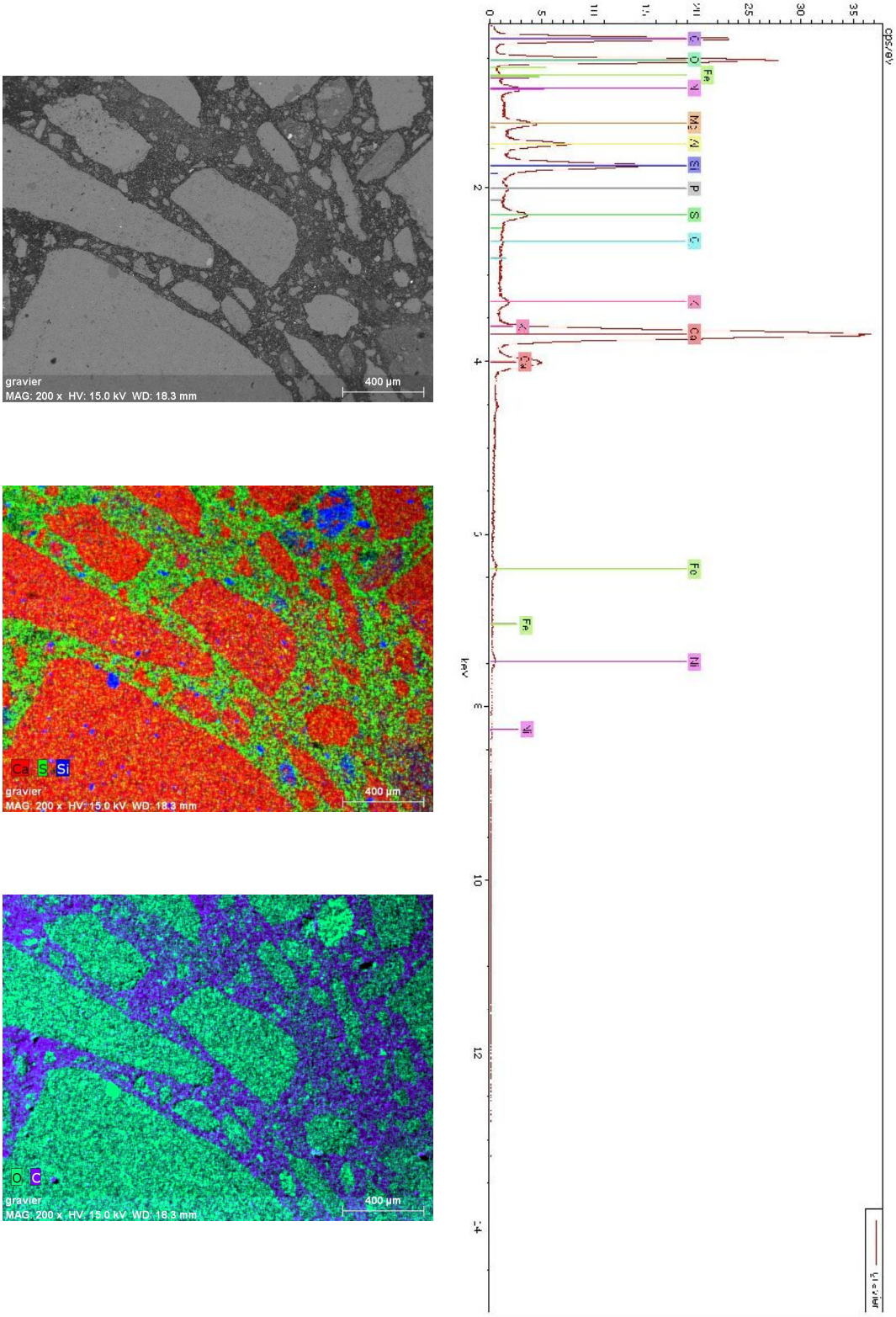


Figure V.8 : Spectre de l'analyse chimique du gravier recyclé bitumineux.

V.2.3 Masse volumique

Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Masses volumiques des granulats utilisés.

Composant	γ_{app} (kg/m^3)	γ_{abs} (kg/m^3)	Compacité $C = \gamma_{app} / \gamma_{abs}$	Porosité $P = 1 - C$
SN 0/3	1530	2631	0.581	0.419
SN $_{roulé}$ 0/0,4	1435	2613	0.549	0.451
GN 3/8	1373	2666	0.515	0.485
GN 8/15	1336	2668	0.500	0.500
SR 0/4	1389	1818	0.764	0.236
GR 4/10	1157	2140	0.540	0.459
GR 10/14	1386	2300	0.602	0.397

On remarque que les masses volumiques des granulats recyclés sont nettement plus faibles que celles des granulats ordinaires utilisés. Une diminution d'environ 30 % pour les graviers et jusqu'à 19 % pour le sable. Cette diminution est comparable aux résultats d'autres recherches **[139, 140, 141, 142, 143, 144, 145,146]**. La masse volumique des granulats recyclés dépend donc, de la masse volumique des granulats primaires et de la masse volumique du bitume qui entoure ces granulats.

V.2.4 Absorption d'eau

Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.3 suivant :

Tableau V.3 : Pourcentage d'absorption d'eau des granulats utilisés.

Composant	Absorption (%)
SN 0/3	0.38
SN 0/0,4	0.02
GN 3/8	0.19
GN 8/15	0.52
SR 0/4	0.91
GR 4/10	0.99
GR 10/14	0.74

Nous constatons que ces granulats recyclés absorbent une quantité importante d'eau en comparant avec les granulats ordinaires, le coefficient d'absorption d'eau dépend de la granulométrie et il est plus élevée pour le petit gravier et le sable par rapport aux gros gravier. Fumoto et al. **[147]**, dit que l'absorption élevée du sable recyclé, diminue la résistance du béton recyclé et augmente son retrait. C'est le même résultat trouvé par Debieb **[140]**.

Cette faible absorption d'eau des gros granulats recyclés est due à la fine couche d'hydrocarbonés qui enrobe les granulats en pourcentage important. Les valeurs d'absorption d'eau des gros granulats recyclés restent tolérables au regard des limites 5 % exigées par différents normes **[148, 149,145]**.

V.2.5 Teneur en eau

Les résultats sont donnés par le tableau V.4 suivant :

Tableau V.4 : Pourcentage d'absorption d'eau des granulats utilisés.

Composant	W (%)
SN 0/3	0.21
SN 0/0,4	0.07
GN 3/8	0.23
GN 8/15	0.19
SR 0/4	0.36
GR 4/10	0.32
GR 10/14	0.38

On observe que les granulats recyclés ayant une teneur en eau important en comparant avec les granulats ordinaires, ce teneur en eau dépend de l'état de surface des granulats.

V.2.6 Propreté

Le pourcentage d'impureté des granulats est récapitulé dans le tableau V.5. On remarque une diminution de l'équivalent de sable d'environ 16 % pour le sable recyclé par rapport à celui du sable ordinaire, ceci est du sans doute à la poussière de concassage collée aux particules de grains recyclés. La valeur de l'équivalent de sable dépasse les 70% pour le sable ordinaire et recyclé, selon la même norme utilisée, ces sables sont considérés comme propres.

Tableau V.5 : Pourcentage d'impureté des granulats utilisés.

Composant	Pourcentage d'impureté (%)	Propreté	
		ESP (%)	ESV (%)
SN 0/3	/	88.34	96.11
SN 0/0,4	/	61.73	90.54
GN 3/8	2.43	/	/
GN 8/15	1.38	/	/
SR 0/4	/	76.54	78.21
GR 4/10	0.65	/	/
GR 10/14	0.48	/	/

De même une légère diminution des impuretés dans les graviers recyclés par rapport au gravier ordinaires est observée. Dans les graviers ordinaires, ces impuretés sont en général un mélange de poussière, de petites particules d'argiles et des insolubles. Par contre dans les graviers recyclés, ces impuretés sont probablement en totalité une masse du bitume collé et la poussière issue du concassage.

V.2.7 Résistance mécanique : dureté (Los – Angeles)

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau V.6. On remarque une augmentation de dureté par rapport aux granulats ordinaires environ 6 %. La couche du bitume qui enrobe la surface des granulats peut être à l'origine de cette différence de dureté. Les granulats recyclés utilisés sont plus durs que les granulats ordinaires mais les valeurs de Los – Angeles restent acceptable (27 % en moyenne).

Tableau V.6 : Dureté des granulats utilisés.

Composant	Los - Angeles (%)
GN 3/8	27.92
GN 8/15	24.60
GR 4/10	28.06
GR 10/14	27.58

V.2.8 Caractéristiques des granulats de la carrière EPTRC – Tamoulgha

L'analyse granulométrique du sable et graviers est présentée sur la figure V.9.

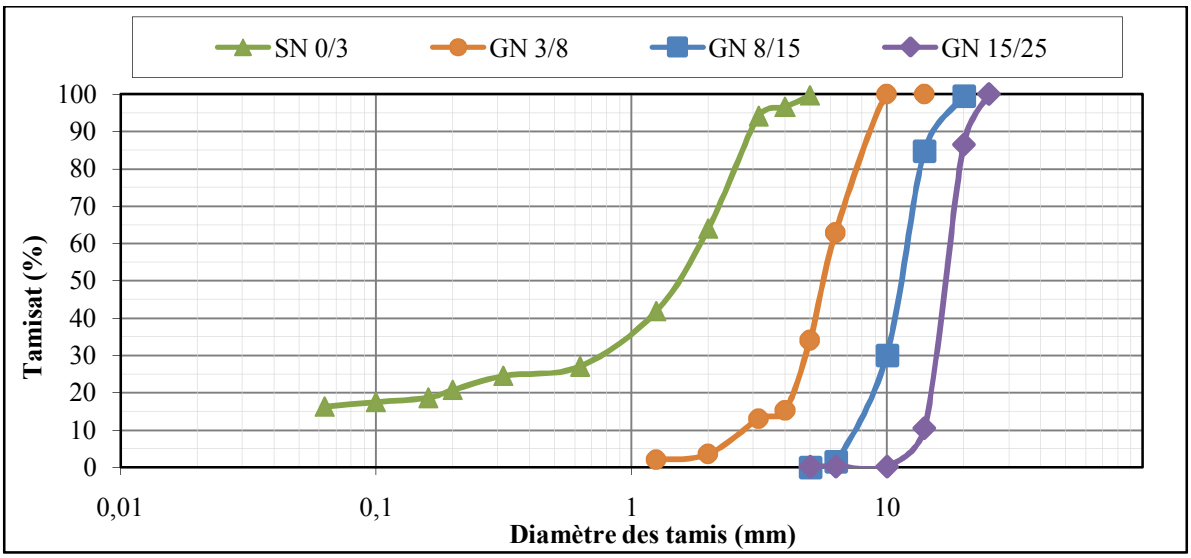


Figure V.9 : Analyse granulométrique des granulats.

Le sable 0/3 de cette carrière est un sable ordinaire, il est constitué en majorité de petits gravillons et d'une proportion importante de fine 16 %. Le module de finesse est (MF = 2,86). Les graviers utilisés de cette carrière sont comparable à la carrière de Mont Korno.

Les autres propriétés du sable et graviers sont donné par le tableau V.7 suivant :

Tableau V.7 : Récapitulation des résultats (Carrière EPTRC – Tamoulgha).

Désignation Des Essais	Fraction Testée	Résultats Obtenus	Recommandations
Propreté Superficiel	15/25	0.29 %	< 02 %
	8/15	0.96 %	< 02 %
	3/8	3.71 %	< 02 %
Equivalent de Sable à 10 % des fines	0/3	72.20 %	> 60 %
Coefficient D'Aplatissement	15/25	14.19 %	< 25 %
	8/15	25.40 %	< 25 %
	3/8	30.36 %	< 30 %
Essai Los-Angeles	10 – 25	23.56 %	< 25 %
	10 – 14	26.58 %	< 25 %
	6.3 – 10	26.31 %	< 25 %
	4 – 6.3	24.29 %	< 25 %
Essai Micro-Deval	10 – 14	15.61 %	< 20 %
	6.3 – 10	21.05 %	< 20 %
	4 – 6.3	24.21 %	< 20 %
Masse Volumique Absolue	15/25	2.68	/
	8/15	2.68	/
	3/8	2.66	/
	0/3	2.66	/
Masse Volumique apparente	15/25	1.43	/
	8/15	1.38	/
	3/8	1.39	/
	0/3	1.57	/

V.3 Identification du bitume 40/50

V.3.1 Essai de pénétrabilité

La pénétrabilité moyenne de bitume est donnée par le tableau V.8.

Tableau V.8 : Résultat de l'essai pénétrabilité.

Essai	P1	P2	P3
Valeur	44	42	42
Moyenne	**42,67**		

Le résultat sur trois essais est compris entre 40 et 50 **[77]**, donc la pénétrabilité est vérifiée selon les spécifications.

V.3.2 Essai de point de ramollissement

Le point de ramollissement moyen est donné par le tableau V.9.

Tableau V.9 : Résultat de l'essai point de ramollissement.

Essai	TBA1	TBA2	TBA3
Valeur	48	46	48
Moyenne	**47,33**		

Le point de ramollissement trouvé sur trois essais est compris entre 47 et 60 **[106]**, donc l'essai est vérifiée selon les spécifications.

V.3.3 Densité relative à 25° C°

La densité relative moyenne est donnée par le tableau V.10.

Tableau V.10 : Résultat de l'essai densité relative a 25° C°.

Essai	D1	D2	D3
Valeur	1,03	1,04	1,04
Moyenne	**1,04 (g/cm^3)**		

La densité relative est comprise entre 1 et 1,1 **[108]**, donc selon ces recommandations l'essai est vérifié.

V.3.4 Essai de perte de masse au chauffage

La perte de masse au chauffage moyenne est donnée par le tableau V.11.

Tableau V.11 : Résultat de l'essai perte de masse au chauffage.

Essai	M1	M2
P1 (g)	129,00	131,10
P2 (g)	128,90	131,00
Perte de masse (g)	0,10	0,10
Perte de masse (%)	0,0775	0,0763
Moyenne (%)	**0,0769**	

La perte de masse au chauffage est égale à 0,0769 % qui est inférieure à 0,5 % **[109]**.

V.3.5 Essai de point d'éclaire - point de flamme

Le point d'éclaire et le point de flamme de bitume est donné par le tableau V.12.

Tableau V.12 : Résultat de l'essai point d'éclaire - point de flamme.

Température point d'éclaire (° c)	320
Température point de flamme (° c)	> 355

Le point d'éclaire et le point de flamme sont supérieurs à 250 °C **[107]**.

V.4 Béton C 20/30 à l'état frais

V.4.1 Ouvrabilité et densité

Trois essais réalisés sur le béton frais sont : l'affaissement au cône d'Abrams, la teneur en air, et mesure du temps d'écoulement dans le maniabilimètre. Afin de limiter le nombre de compositions et de pouvoir comparer sur une base commune, les mélanges ont été réalisés pour obtenir une ouvrabilité plus ou moins constante (un affaissement au cône d'Abrams d'environ 70 mm).

Lors de la confection des différents bétons, on a remarqué une certaine difficulté de mise en œuvre des bétons recyclés par rapport à celle du béton ordinaires, le même résultat trouvé par **[49, 140]**. Les résultats des essais sur le béton frais sont donnés dans le tableau V.13.

Tableau V.13 : Propriétés à l'état frais des bétons réalisés.

Type de béton	E /C	Slump Mesuré (cm)	Slump Idéal (cm)	Masse vol.app.théo (kg/m³)	Masse vol.app.exp (kg/m³)
$B_{0/0}$	0.60	7.10	7	2471.42	2217.87
$B_{0/25}$	0.61	7.30		2449.30	2117.50
$B_{0/50}$	0.60	7.00		2445.05	2389.25
$B_{0/75}$	0.63	7.50		2454.45	2159.50
$B_{0/100}$	0.63	7.50		2455.05	2167.37
$B_{25/0}$	0.60	7.10		2442.18	2304.50
$B_{50/0}$	0.63	7.30		2453.43	2249.80
$B_{75/0}$	0.61	6.90		2445.92	2176.50
$B_{100/0}$	0.63	6.80		2453.43	2187.00
$B_{25/75}$	0.61	7.50		2445.93	2298.50
$B_{50/50}$	0.62	7.20		2449.68	2261.00
$B_{50/100}$	0.63	7.50		2453.43	2294.00
$B_{75/25}$	0.63	6.50		2453.42	2242.75
$B_{100/50}$	0.64	6.90		2457.18	2253.25
$B_{100/100}$	0.68	7.50		2126.21	2041.12
$B_{100/100+adj}$	0.63	8.50		2113.29	2092.12

La teneur en air mesurée est donnée dans la figure V.10 suivante :

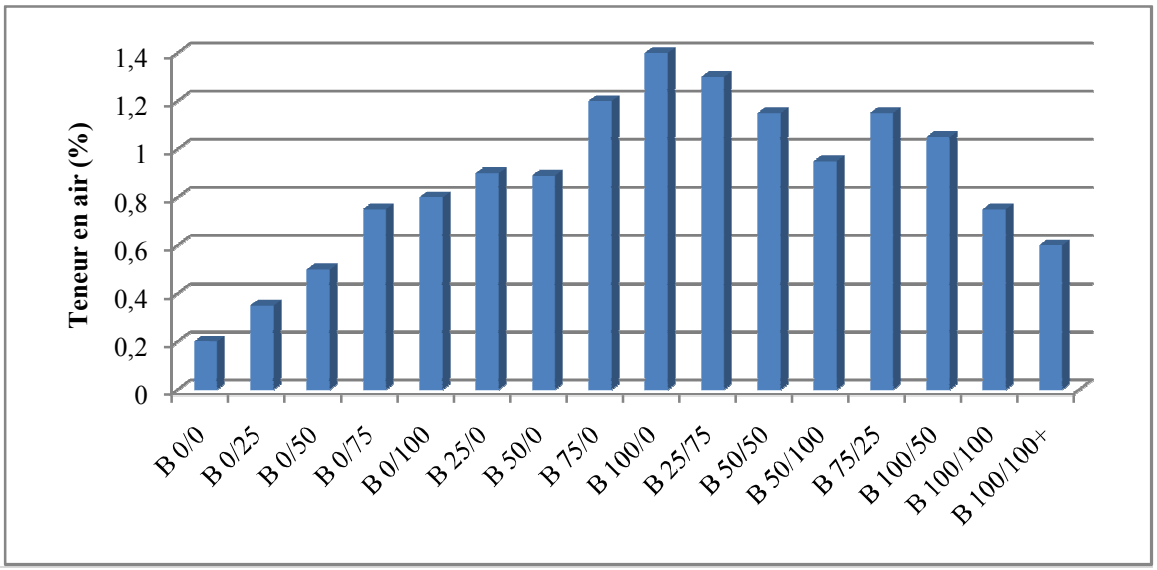


Figure V.10 : Teneur en air des bétons réalisés.

La teneur en air des bétons à base de sable et gravier recyclé est élevée par rapport au béton témoin, ce résultat est comparable aux résultats des travaux antérieurs **[140, 135, 142, 145]**.

L'ouvrabilité du béton à base de sable recyclé est comparable au béton témoin, mais l'ouvrabilité des bétons à base gros granulats recyclé est difficilement obtenue (temps d'écoulement élevé). Une demande en eau supplémentaire est trouvée et par conséquent, une augmentation du rapport eau sur ciment (E/C) est inévitable **[150]**. Le temps d'écoulement des bétons réalisés est illustré dans la figure V.11.

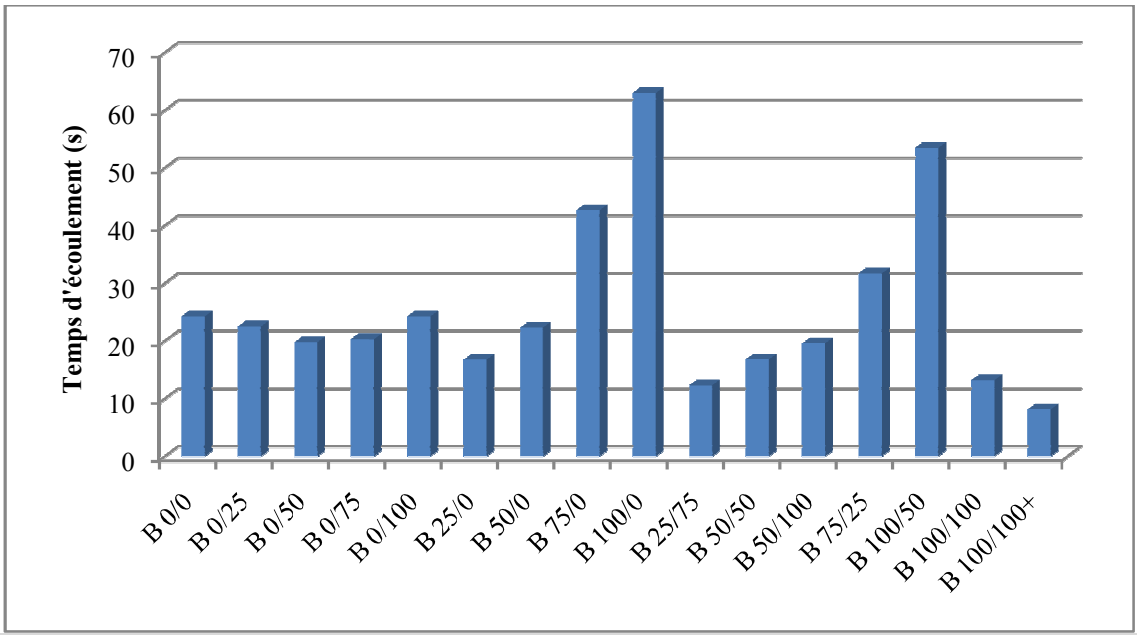
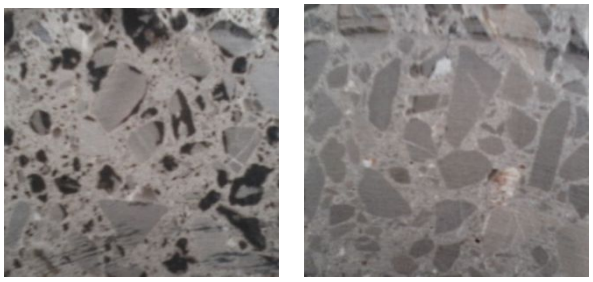


Figure V.11 : Temps d'écoulement des bétons réalisés.

V.5 Propriétés mécaniques et physiques du béton C 20/30 à l'état durci

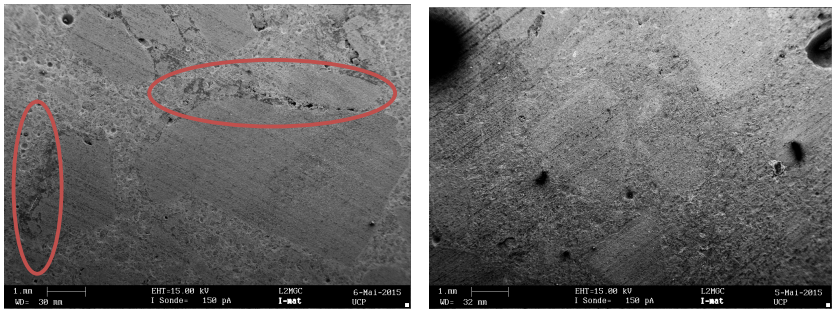
V.5.1 Couleur et aspects extérieurs des bétons

Le béton recyclé $B_{100/100}$ est de couleur grise allant vers le noir, plus ou moins foncée par rapport à celle du béton ordinaire $B_{0/0}$, et d'une surface convenable.



B 100/100 **B 0/0**

Figure V.12: Couleur et aspect des bétons C 20/30 visuellement.



B 100/100 **B 0/0**

Figure V.13: Aspect des bétons C 20/30 sous MEB.

On remarque bien sous MEB comment les granulats recyclé sont enrobé en bitume distribués dans la pâte de ciment par rapport au béton témoin.

V.5.2 Masses volumiques

Les masses volumiques à l'état durci des différents bétons de ciment $BC_{20/30}$ réalisés sont récapitulées dans le tableau V.14.

Tableau VI.14 : Propriétés à l'état durci des bétons $BC_{20/30}$ réalisés.

Type de béton	Masse $_{vol.app.}$ (kg/m^3)	Type de béton	Masse $_{vol.app.}$ (kg/m^3)
B $_{0/0}$	2338	**B $_{100/0}$**	2220
B $_{0/25}$	2369	**B $_{25/75}$**	2257
B $_{0/50}$	2343	**B $_{50/50}$**	2166
B $_{0/75}$	2301	**B $_{50/100}$**	2182
B $_{0/100}$	2230	**B $_{75/25}$**	2232
B $_{25/0}$	2354	**B$_{100/50}$**	2164
B $_{50/0}$	2285	**B $_{100/100}$**	2198
B $_{75/0}$	2222	**B $_{100/100+adj}$**	2200

Les masses volumiques apparentes des bétons recyclé BC $_{20/30}$ à l'état durci sont moins élevées que celle de leurs bétons témoins $B_{0/0}$. La masse volumique faible des granulats recyclés utilisés est la cause probable de cette différence **[49, 140]**.

V.5.3 Résistance à la compression

La résistance moyenne en compression à 28 jours des bétons recyclés à base de sable recyclé est de 28 MPa, et des bétons recyclés à base de gros granulats recyclés est entre 16 et 18 MPa et par comparaison leur béton de référence est de 30 MPa. Les différentes valeurs de la résistance à la compression sont données par les graphes de V.14 à V.16.

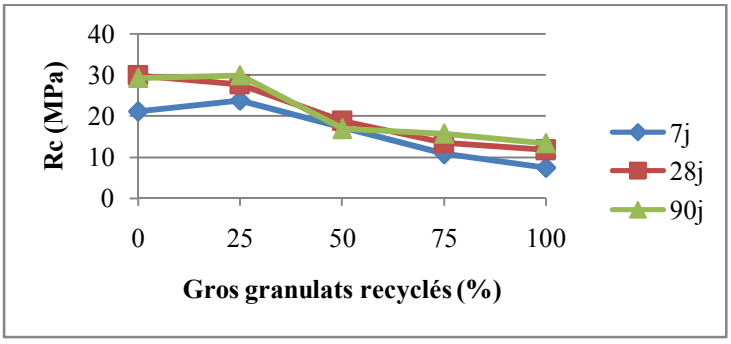


Figure V.14 : Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de substitution en gros granulats recyclés.

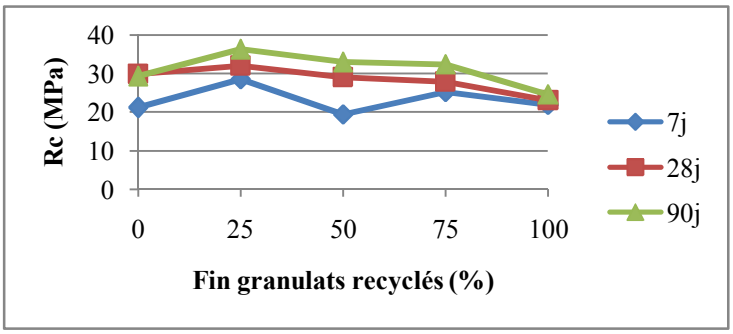


Figure V.15 : Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de substitution en fins granulats recyclés.

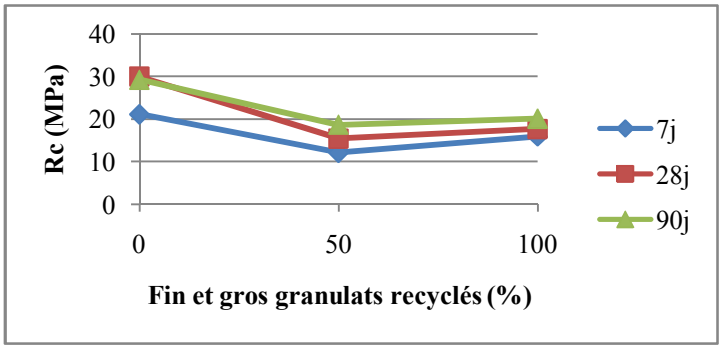


Figure V.16 : Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de substitution en gros et fins granulats recyclés.

On remarque que le gravier bitumineux recyclé influe négativement sur la résistance du béton par rapport au sable bitumineux recyclé qui a gardé presque la même résistance, cependant cette négligeable influence est observé par **[141, 151, 152, 153, 154]** sur les bétons à base de granulats recyclés**.**

Khatib **[155]**, Yaprak **[156]**, Zega and Di Miao **[157]** ont observé une réduction de la résistance à la compression avec l'introduction de fin granulats recyclés.

Si on introduit l'adjuvant superplastifiant dans le mélange à 100% de granulats recyclés on remarque légère amélioration à 28 jours seulement, mais Pereira **[158]** dit que l'amélioration du béton recyclé doit être par l'ajout d'un superplastifiant et diminution de E/C.

La chute de résistance en compression est d'environ 31.5% pour le béton recyclé. Ce résultat se rapproche des résultats trouvés ailleurs. En effets, une diminution de résistance serait de l'ordre de 61% **[159, 160, 161]**. Si tous (gros et fins) les granulats du béton sont remplacés par des granulats recyclés, cette baisse est de l'ordre de 40 % pour **[141, 162, 163, 164,135, 165]**.

L'effet combiné de la substitution en gros et fins granulats recyclés semble être très néfaste sur la résistance en compression du béton recyclé. Ceci s'expliquent sans doute par le pourcentage de granulats fins recyclés qui rassemble la poussière de concassage.

V.5.4 Résistance à la traction par flexion

La résistance à la traction est mesurée sur la moyenne de trois éprouvettes (70x70x280 mm^3). Les différentes valeurs de la résistance à la traction sont données par les graphes de V.17 à V.19.

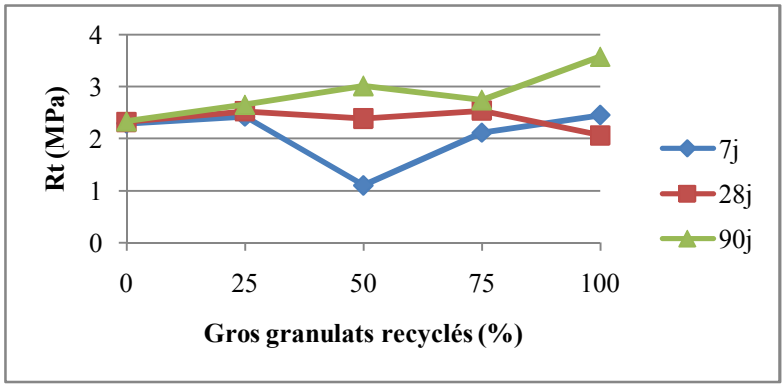


Figure V.17 : Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage de substitution en gros granulats recyclés.

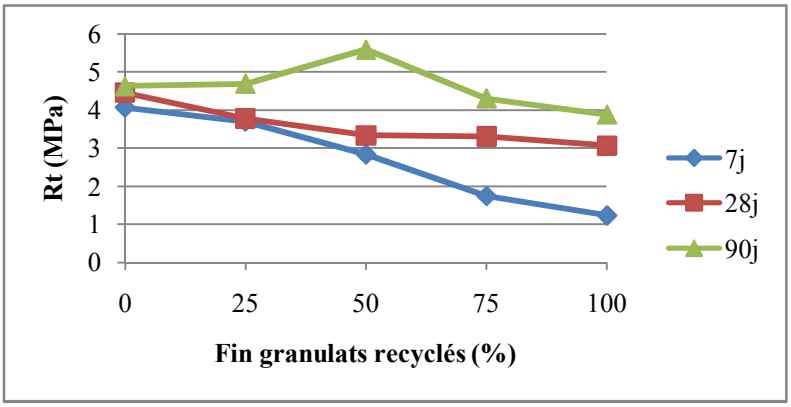


Figure V.18 : Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage de substitution en fin granulats recyclés.

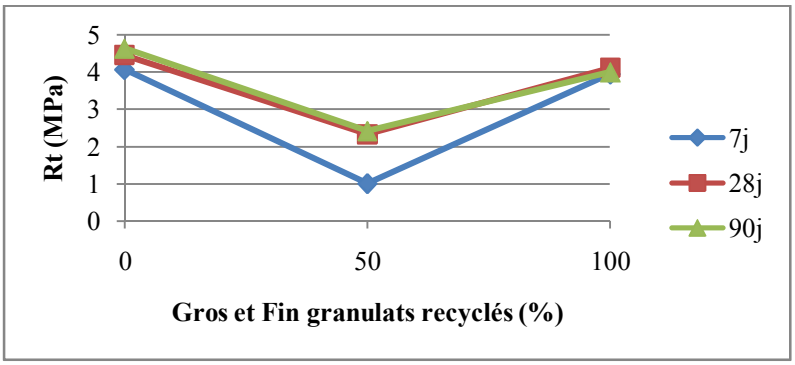


Figure V.19 : Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage de substitution en Gros et fin granulats recyclés.

La résistance en traction des bétons recyclés présente une chute d'environ 20% pour les bétons à base de sable recyclé et 47% pour les bétons à base de gravier recyclé, 30% pour les bétons à base de sable et gravier recyclés. En effet de l'ancienne quantité du bitume qui entoure les granulats est la cause principale de cette différence de résistance en traction. Ce résultat est confirmé par Quellet **[166]** qui avait conclu que, la résistance en traction par flexion n'est pas sensible aux variations de rapport E/C mais plutôt à la nature des granulats.

Brito and Alves **[167]**, Robles **[168]** ont trouvé une résistance à la traction du béton recyclé inférieure au béton témoin mais cette différence n'est pas très importante comme la résistance à la compression, contrairement au **[169]** qui a trouvé des résistances à la traction similaires.

Pour un béton à base de gros et fins granulats de béton démoli, une chute de l'ordre de 20% à 40% a été observée par Zaharieva et al. **[170]** et Kheder et Al windawi **[171]**.

Un faible pourcentage du sable recyclé donne une bonne compatibilité entre gros granulats recyclé et la pate du ciment ce qui donne des bons performances **[172]**. Etxeberria **[173]** observe une résistance à la traction élevé dans les mélanges de 25 et 50% de granulats recyclés mais ce n'est pas le même cas en 100% de remplacement. Dans notre cas à 100% de remplacement la résistance à la compression est la plus influencée par rapport à la résistance à la traction qui reste comparable au béton témoin.

Le rapport résistance en traction sur résistance en compression (Rt/Rc) est de 12% pour les bétons à base de sable recyclé, de 15% pour les bétons à base de gravier recyclé, en combinaison $BR_{G/S}$ ce rapport est 20%, mais pour les béton totalement recyclé Rt/Rc égale 24%. Ce rapport est observé dans plusieurs recherches, **[174, 175]**.

V.5.5 Loi de régression

Afin de tirer une loi expérimentale à partir de cet essai, nous avons calculé les polynomes de régression de la résistance à la compression et à la traction de différentes compositions à l'âge de 28 jours.

La loi de régression la plus proche de la réalité de la chute de résistance à la compression et à la traction des bétons recyclés, est la droite de seconde régression qui peut être estimée par une formule polynomiale du type:

$$Y = a\,x^3 + b\,x^2 + c\,x + d$$

x: est la variable

Les données à l'origine de la droite de régression sont alors calculées après avoir tracé cette dernière sur le graphe.

V.5.5.1 Résistance à la compression

Nous constatons des figures V.20 et V.21, que la dispersion des résultats par rapport à la droite de régression est plus importante pour les bétons à base de gros granulats recyclés. Alors, afin d'éviter une chute considérable (~ 30%) de la résistance à la compression du béton recyclé par rapport à celle d'un béton témoin, il est préférable de limiter le pourcentage de substitution à environ 75% en fins granulats recyclés et 25% en gros granulats recyclés, pour le béton $B_{G/S}$.

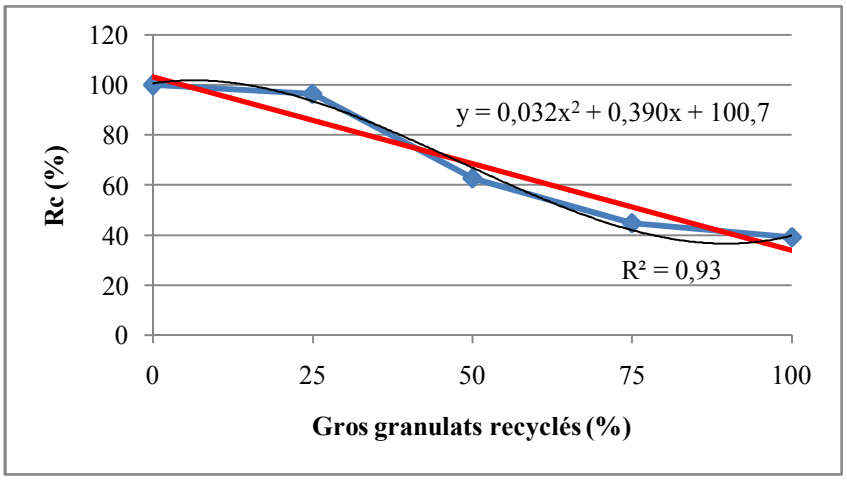


Figure V.20 : Variation de la résistance à la compression des bétons en gros granulats recyclés ($B_{G/0}$).

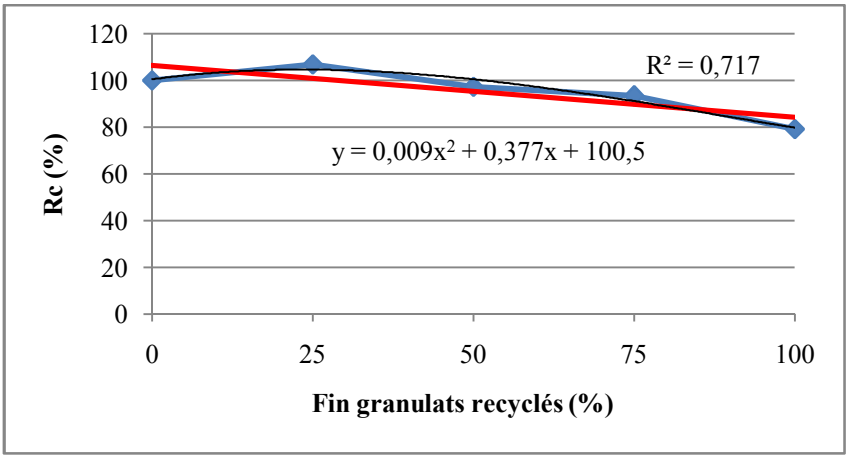


Figure V.21 : Variation de la résistance à la compression des bétons en fins granulats recyclés ($B_{0/S}$).

Hasen **[139]** a trouvé une diminution de 23% pour un remplacement en 100% de gros ou fins granulats ordinaires par des granulats recyclés, d'autres **[176, 173, 151, 143, 177]** ont trouvé une baisse de l'ordre de 12 à 25 % quand 25 à 30 % ou 100% des granulats ordinaires sont remplacés par des granulats recyclés.

V.5.5.2 Résistance à la traction

Comme pour la résistance à la compression, la régression de la résistance à la traction est illustrée dans les figures V.22 et V.23.

Afin d'éviter une chute considérable (~ 30%) de la résistance à la traction du béton recyclé par rapport à celle d'un béton témoin, il est préférable de limiter le pourcentage de substitution à environ 25% en fins granulats recyclés et 75% en gros granulats recyclés, pour le béton $B_{G/S}$.

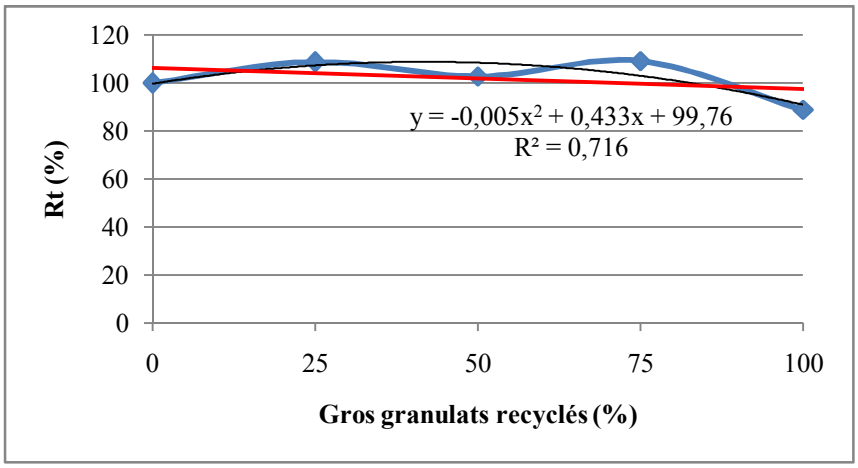


Figure V.22 : Variation de la résistance à la traction des bétons en gros granulats recyclés ($B_{G/0}$).

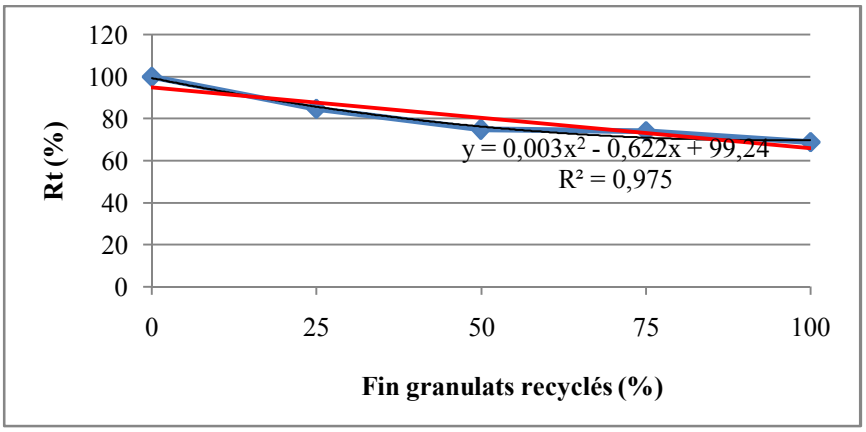


Figure V.23 : Variation de la résistance à la traction des bétons en fins granulats recyclés ($B_{0/S}$).

La figure V.24 présente la résistance à la compression en fonction de la masse volumique apparente. Par rapport aux bétons de référence, la chute de résistance en compression du béton recyclé est proportionnelle à la masse volumique apparente du béton durci (si la résistance à la compression diminue, la masse volumique apparente aussi diminue).

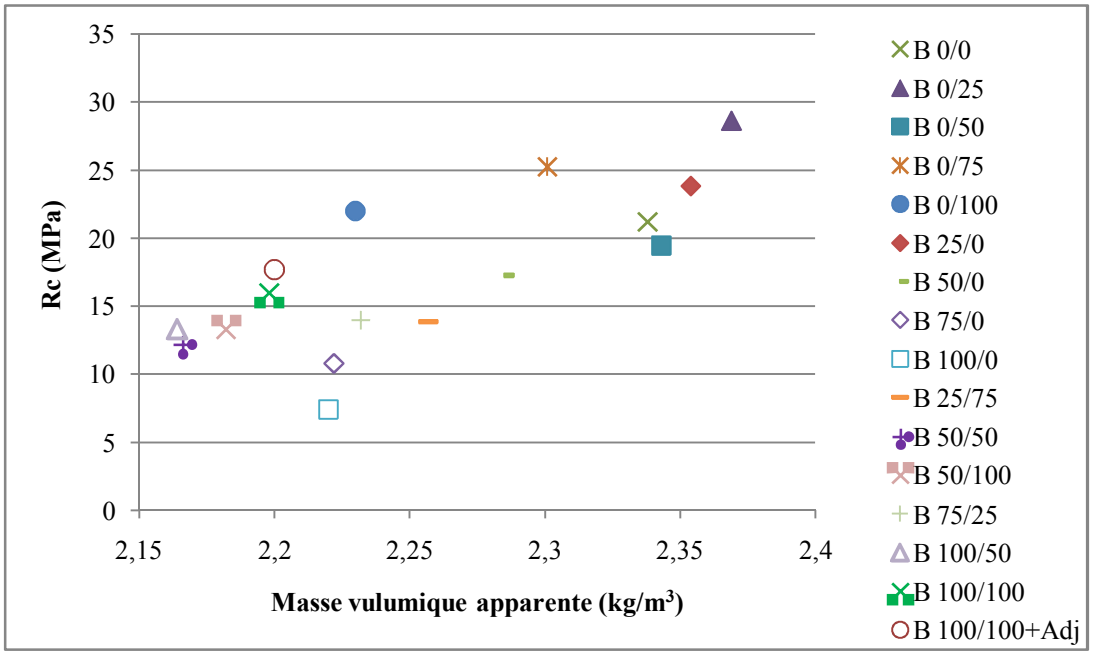


Figure V.24 : Corrélation entre résistance en compression et masse volumique apparente du béton durci.

Et pour les différents pourcentages de substitution en granulats recyclés (fins et gros), on n'a pas un regroupement autour d'un point des bétons recyclés, ce qui montre la corrélation entre la chute de résistance en compression et la masse volumique du béton.

V.5.6 Dureté superficiel

La résistance à la compression des différents bétons réalisés donné par écrasement des éprouvettes et par la transformation de l'indice de rebondissement en résistance mécanique sont illustrées dans l'histogramme de la figure V.25.

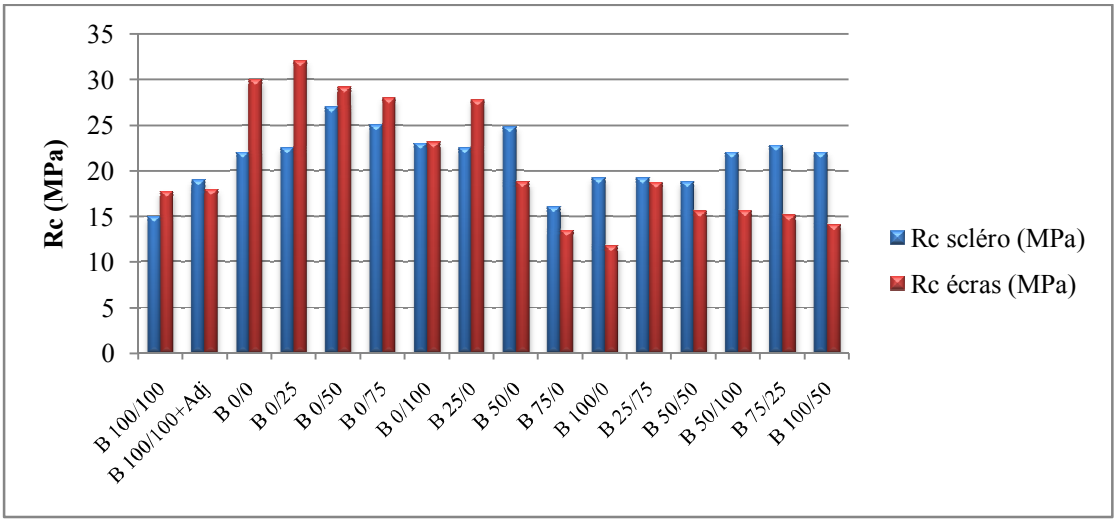


Figure V.25 : Comparaison entre la résistance à la compression donnée par scléromètre et par écrasement.

On remarque qu'il y a une diminution de l'indice de rebondissement par l'augmentation du pourcentage en granulats recyclés bitumineux, cet indice qui est transformé par la suite en Rc.

Topçu et Sengel **[178]** observent une diminution de l'indice de rebondissement par l'introduction des granulats recyclés pour les bétons de 16 à 20 Mpa.

Rao et al. **[179]** observe aussi qu'il y a une diminution de l'indice I jusqu'à 14,95 pour 100 % de remplacement en granulats recyclés.

V.5.7 Auscultation dynamique

L'auscultation dynamique de différents bétons C20/30 réalisés est représentée sur la figure V.26 suivante. La vitesse du son des différents bétons recyclés fabriqués est comparable et supérieure à 4500 (m/s), donc ces bétons sont considérés des bons bétons.

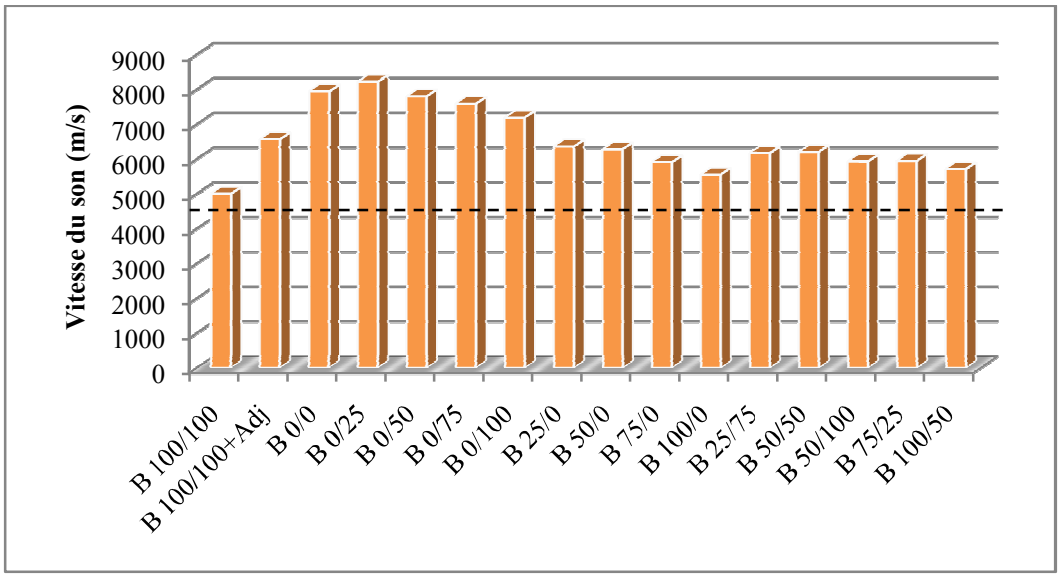


Figure V.26 : La vitesse du son des différents bétons recyclés.

Zega et Di Miao **[180]** observe qu'il y a une vitesse comparable jusqu'à 75 % en granulats recyclés. D'autres chercheurs trouvent une diminution de la vitesse du son **[181, 179, 155, 182, 183]**.

V.5.8 Module d'élasticité en compression

L'ensemble des résultats trouvés sur le module d'élasticité sont illustrés dans la figure V.27 (comparaison du module d'élasticité trouvé par écrasement des éprouvettes par rapport à la valeur théorique trouvée par l'expression du BAEL ($E_{théo}=11000\sqrt[3]{fc28}$)) et les figures V.28 et V.29. Une diminution de module d'élasticité est comparable à celle de la résistance en compression des bétons recyclés, par rapport à leur béton témoin. La diminution est de 31% pour les bétons recyclés à base de 50% de sable recyclé, une augmentation en module d'élasticité de 16% et 24% respectivement pour les bétons à base de gravier recyclé en 25% et 50% mais pour les autres pourcentage on a une diminution de 17% à 28 jours, c'est la même résultat confirmée par **[177, 176, 184]**, en combinaison $BR_{G/S}$ ce module diminue de 29%, mais pour les béton totalement recyclé une diminution égale 32%, Chen **[165]** observe une réduction de 22%, pour Etxeberria **[173]** et Berndt **[185]** la réduction était de 15%, et de 18% Gonzalez- Fonteboa **[174]**.

Cette diminution peut être expliquée pour les bétons recyclés par le faible constitués par celle des granulats ordinaires **[135, 186, 187, 146]**. Dans la littérature, une réduction d'environ 15 à 45% **[188]**, pour le béton à base de gros granulats de béton concassé a été rapportée par certains chercheurs **[135, 160, 163, 171]**.

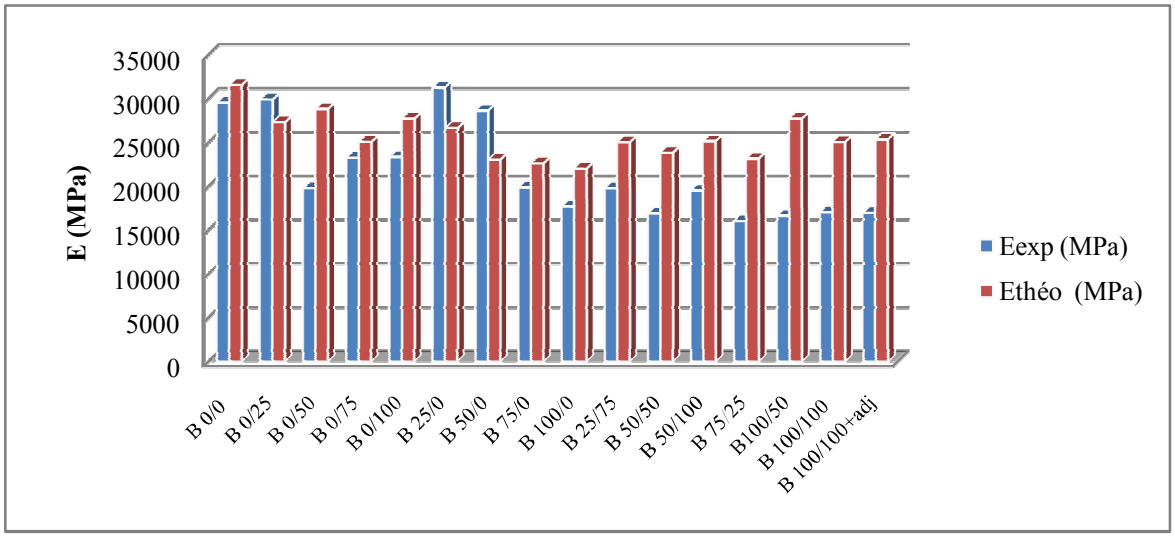


Figure V.27 : Variation du module d'élasticité des bétons recyclés.

Donc la diminution du module d'élasticité est significatif **[189]**, et revient généralement à l'incorporation de granulats recyclés, en raison de l'augmentation de la porosité, et l'effet de la cure **[190]**.

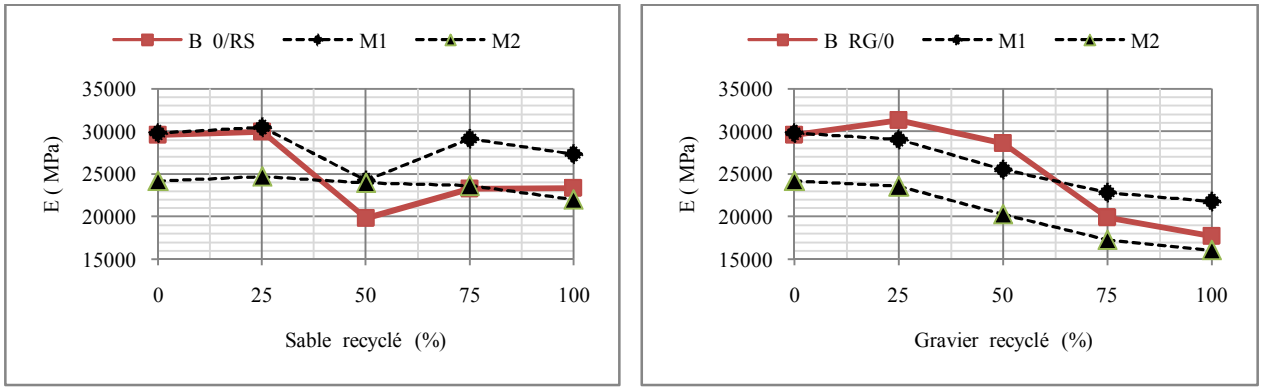


Figure V.28: Variation du module d'élasticité en fonction du sable ou gravier recycle.

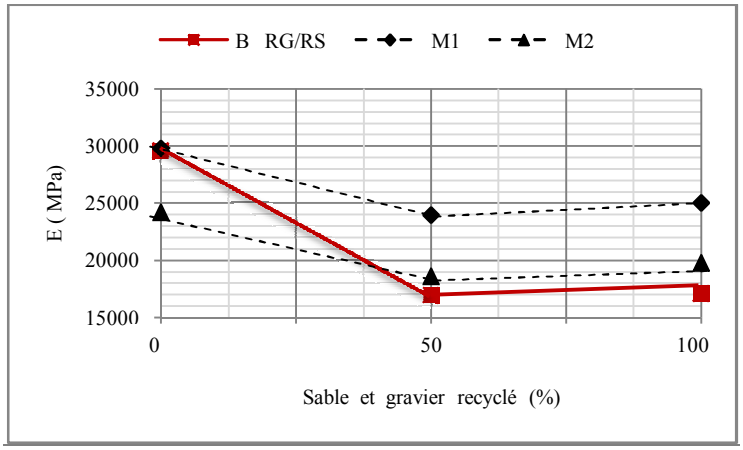


Figure V.29 : Variation du module d'élasticité en fonction du (sable et gravier) recyclé.

D'autres chercheurs ont développé des expressions pour le calcul du module d'élasticité des bétons recyclés, puisque une fois on augmente du pourcentage des granulats recyclés, on ne peut pas calculer théoriquement le module d'élasticité par la formule du BAEL, parmi ces expressions est (M1) celle de Corinaldesi **[191]** :

$$E = 22\sqrt[3]{0{,}83\, fcu/10} \qquad (V.3)$$

Xiao **[188]** propose la relation suivante (M2):

$$E = 10^5 / (2{,}8 + 40{,}1/f_{cu}) \qquad (V.4)$$

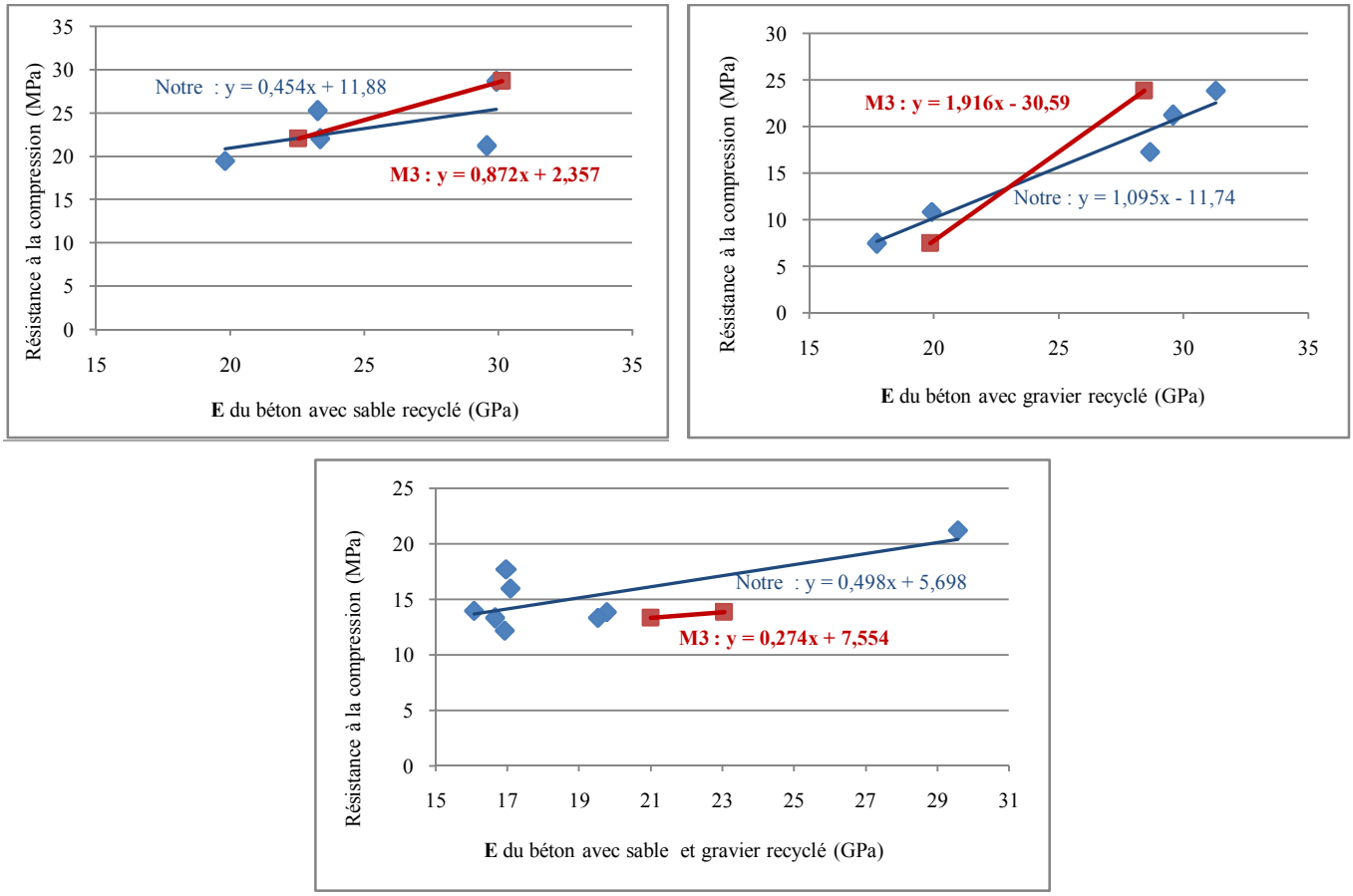


Figure V.30 : Corrélations entre résistance en compression et module d'élasticité des bétons recyclés.

Ces modèles correspondent aux résultats que nous avons trouvés dans cette recherche. Le modèle M1 est comparable seulement à 25% de recyclage du sable, mais il est très près de gravier recyclé. Le modèle M2 est comparable de 75 à 100% du sable et du gravier recyclé, aussi dans la combinaison de 50% à 100% de remplacement.

Le module d'élasticité du béton recyclé diminue en fonction de la résistance en compression, ce résultat a été rapportée par Debieb **[49]**, Evangelista and de Brito **[192]** ont développé un modèle pur cette relation (M3):

$$E = a.\,(f_{cu} + 8)^{1/3}.\,(\rho/b)^2 \qquad (V.5)$$

Avec : a = 8917

b = 2348

La figure V.31 montre la relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité.

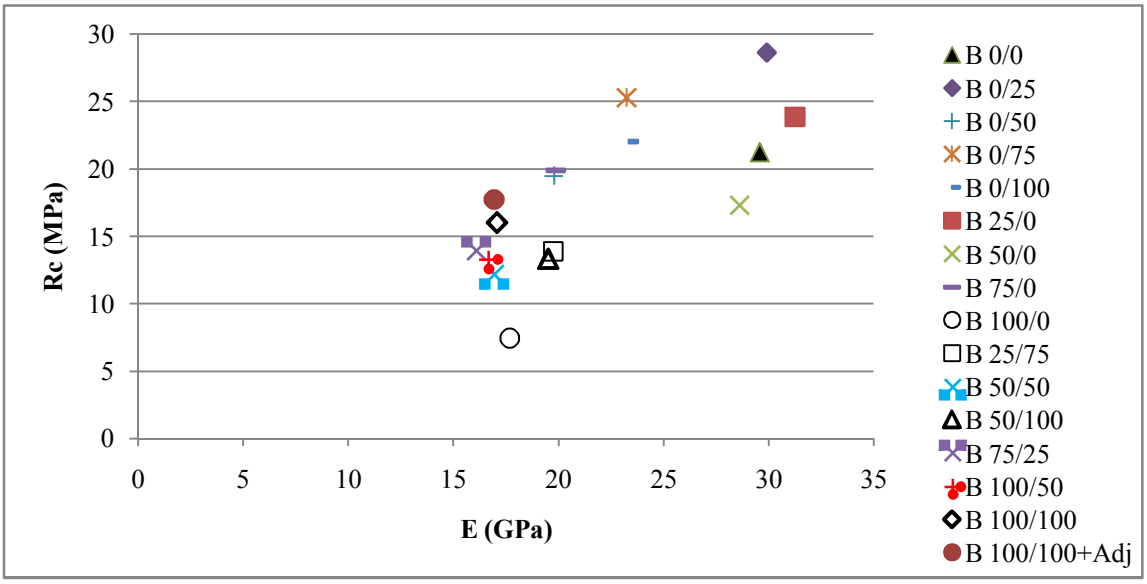


Figure V.31 : Corrélation entre résistance en compression et module d'élasticité des bétons recyclés.

V.5.9 Propriétés de transport

V.5.9.1 Absorption d'eau par capillarité

L'absorption initiale ainsi que le coefficient de sorption d'eau des différents bétons sont récapitulés dans le tableau V.15. L'évolution de l'absorption d'eau par capillarité dans le temps est représentée dans les figures V.32 et V.34. Les résultats d'absorption qui sont présenté ici représentent effectivement l'état porométrique des premiers millimètres de l'éprouvette, sachant que la porosité du béton est proportionnelle à la vitesse d'absorption d'eau.

Tableau V.15 : Absorption initiale et coefficient de sorption des différents bétons recyclés.

Type de béton	Absorption initiale ($kg.m^{-2}$)	Coefficient de sorption S ($kg.m^{-2}.h^{-0.5}$)	Type de béton	Absorption initiale ($kg.m^{-2}$)	Coefficient de sorption S ($kg.m^{-2}.h^{-0.5}$)
$B_{0/0}$	0.402	0.202	$B_{100/0}$	0.940	0.432
$B_{0/25}$	0.378	0.232	$B_{25/75}$	0.728	0.420
$B_{0/50}$	0.610	0.269	$B_{50/50}$	1.034	0.497
$B_{0/75}$	0.520	0.223	$B_{50/100}$	0.875	0.474
$B_{0/100}$	0.434	0.134	$B_{75/25}$	0.651	0.478
$B_{25/0}$	0.616	0.264	$B_{100/50}$	1.051	0.495
$B_{50/0}$	0.759	0.346	$B_{100/100}$	0.968	0.307
$B_{75/0}$	1.242	0.605	$B_{100/100+adj}$	0.433	0.243

A partir du tableau V.15, on constate en premier lieu que l'absorption initiale est nettement plus grande que la sorptivité pour l'ensemble des bétons recyclés. Ce résultat confirme aussi l'importance de l'absorption d'eau durant les premiers instants pour évaluer la porosité de surface du béton et même du béton recyclé. En second lieu, il est important de souligner la grande sorptivité (environ 52 %) du béton recyclé par rapport au béton témoin.

Olorunsogo et al **[193]**, ont constaté une augmentation de 29% de la sorptivité du béton à base de 100% de granulats recyclés par rapport à celle d'un béton témoin.

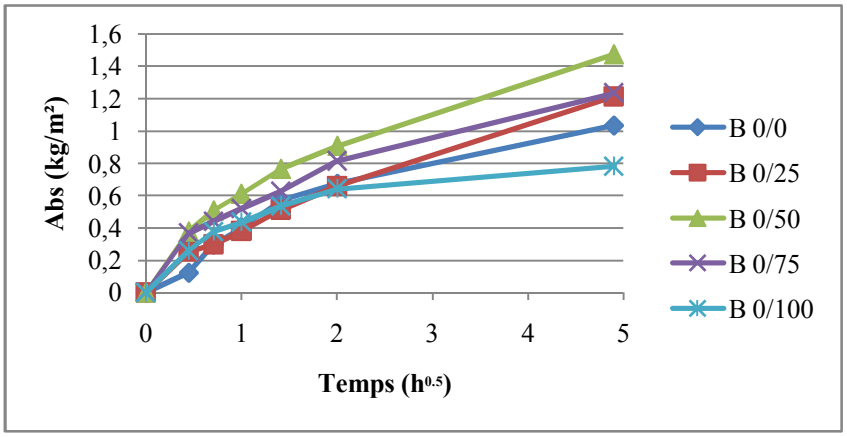


Figure V.32 : Absorption d'eau par capillarité des bétons en fonction de pourcentage du sable recyclé.

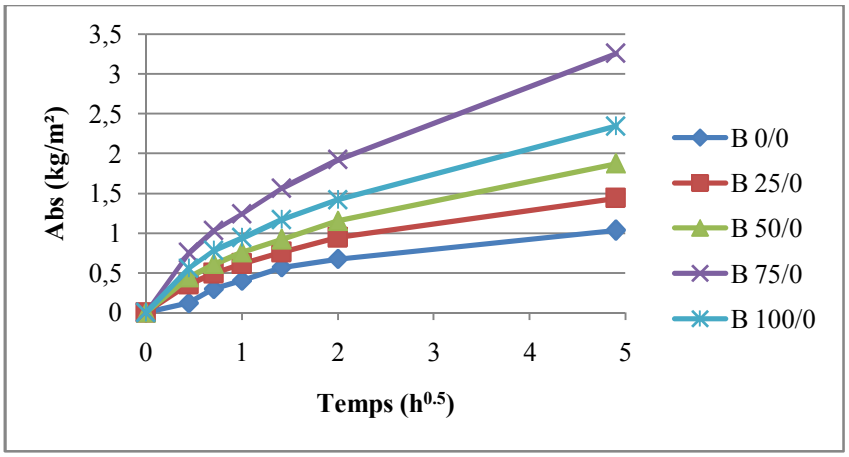


Figure V.33 : Absorption d'eau par capillarité des bétons en fonction de pourcentage du gravier recyclé.

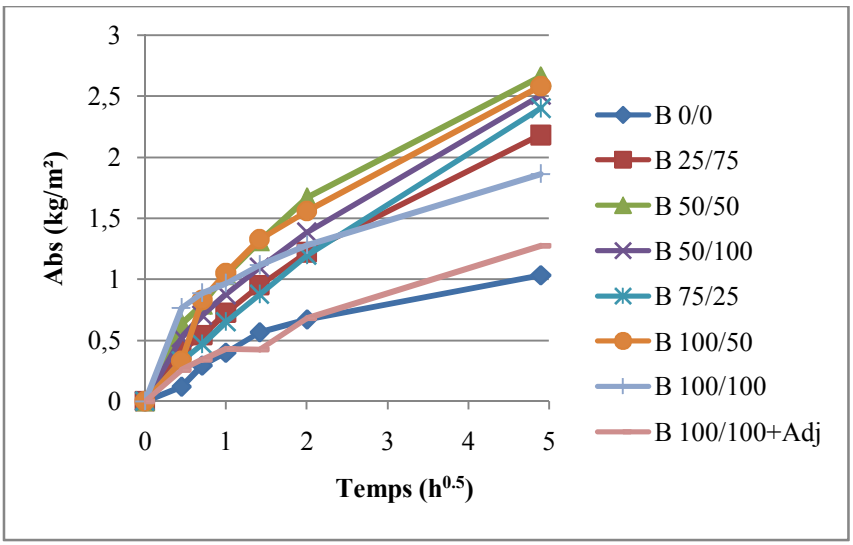


Figure V.34 : Absorption d'eau par capillarité des bétons en fonction de pourcentage G/S recyclé.

Il est clairement que le processus d'absorption d'eau des bétons recyclés est similaire à celui du béton témoin. Toutefois, les bétons recyclés se caractérisent par une plus forte capacité d'absorption d'eau que le béton témoin. Cela est du au pourcentage en granulats recyclés et surtout la grande capacité d'absorption d'eau des fins et gros granulats recyclés.

La plus part des chercheurs ont trouvé une augmentation de la capacité d'absorption d'eau des bétons recyclés **[181, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 157, 49]**.

V.5.9.2 Porosité

Le degré de saturation de l'éprouvette est calculé par référence au pouvoir de rétention d'eau de l'échantillon, lequel correspond au volume poreux total de l'éprouvette. Les différents résultats sont illustrés dans la figure V.35.

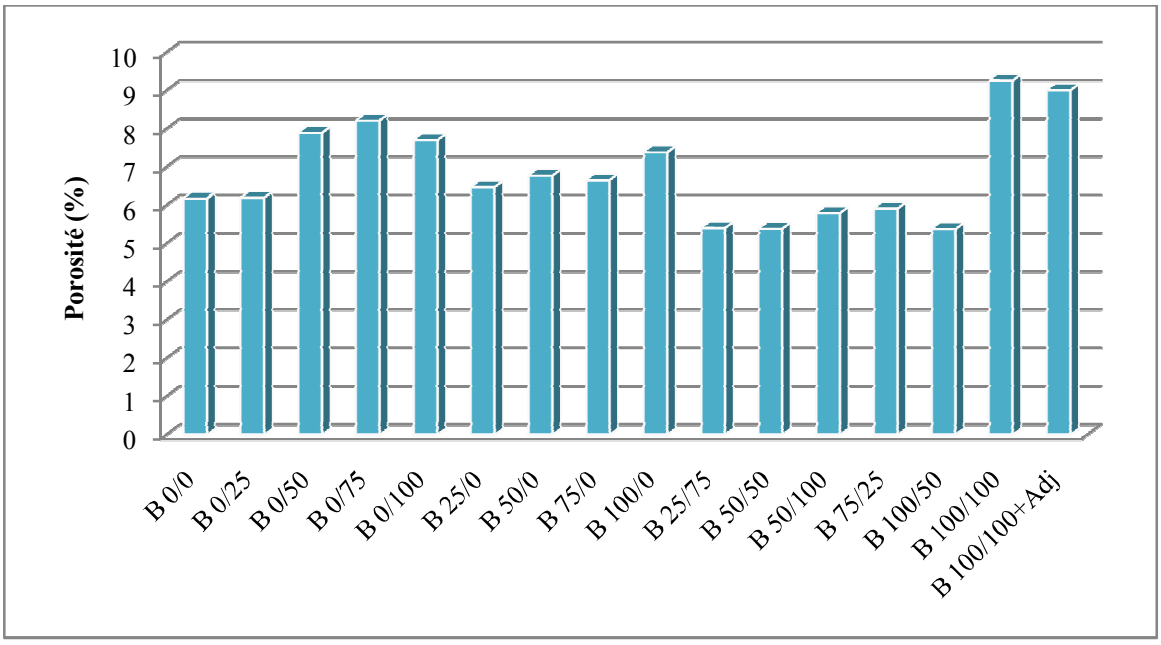


Figure V.35 : La porosité des différents bétons recyclés.

D'après les résultats obtenus, le béton recyclé est poreux mais reste comparable par rapport au béton témoin. Cette porosité est causée en gros par la forte porosité des granulats recyclés utilisés et surtout leurs pourcentages de substitution élevés. Des résultats similaires ont été trouvés par Katz et Zaharieva **[135, 202]**.

Le mode de vieillissement des granulats recyclés semble ne pas avoir d'effet significatif sur la porosité du béton recyclé car tous les bétons recyclés présentent en moyenne la même porosité d'environ 6 %, par contre Gomez-Soberon **[141]** trouve une porosité ouverte accessible à l'eau autour 15 %, cette valeur est de l'ordre de 25 % pour **[49]**.

Dans la littérature, la porosité est élevée lorsque le pourcentage en substitution augmente **[154, 189, 190, 203, 183, 199]**.

Vis-à-vis la durabilité, cette porosité du béton recyclé constitue une menace permanente face aux pénétrations des agents agressifs.

Domingo Cabo et al **[204]** trouvent que l'augmentation de la porosité des bétons recyclés est la cause de l'augmentation du retrait.

V.5.10 Variations dimensionnelles

V.5.10.1 Retrait de séchage

Les figures V.36 à V.38 illustrent l'évolution du retrait à l'air libre mesuré pendant 300 jours. La perte de masse après retrait est illustrée dans les figures V.39 à V.41.

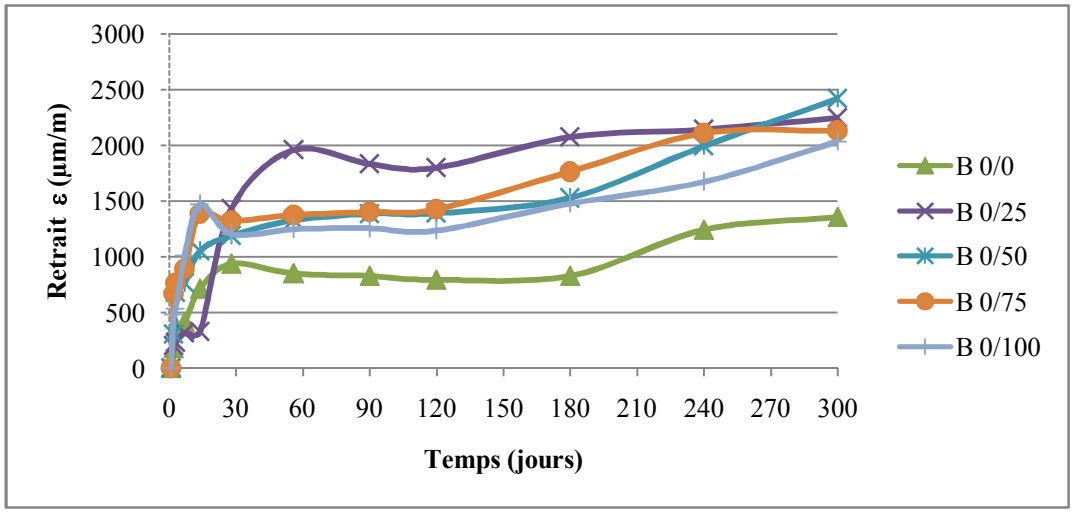


Figure V.36: Evolution du retrait à l'air libre des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.

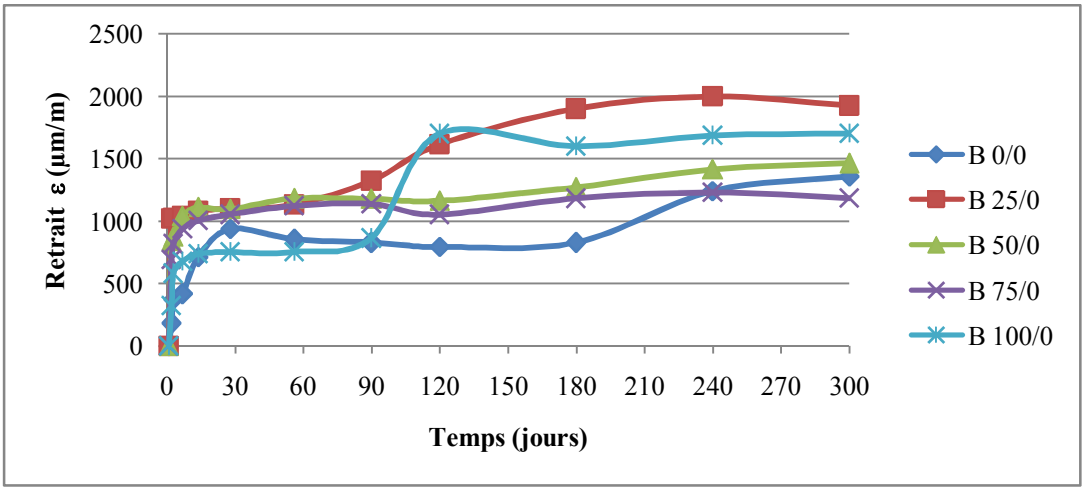


Figure V.37: Evolution du retrait à l'air libre des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.

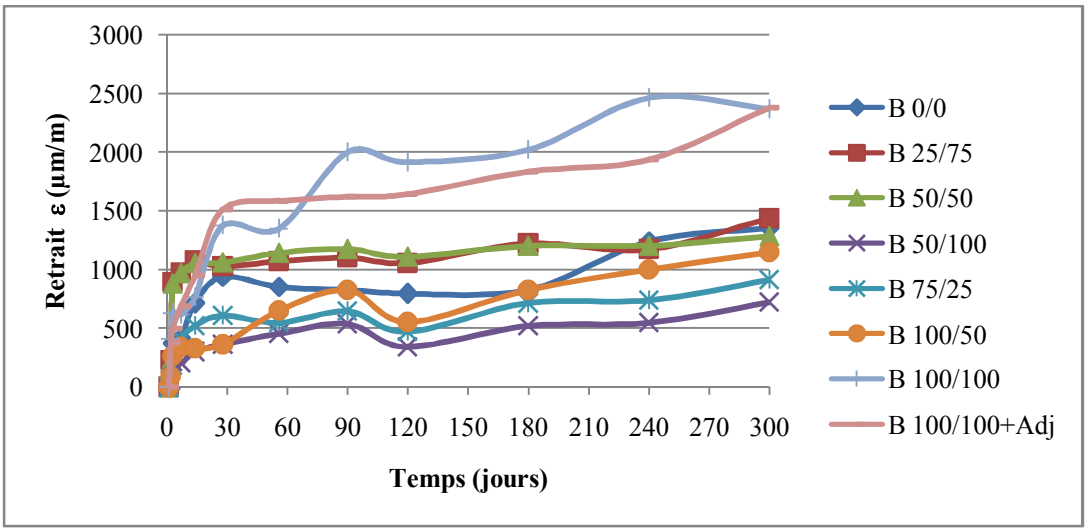


Figure V.38: Evolution du retrait à l'air libre des bétons à base de granulats recyclés pendant 300 jours.

D'une façon générale, on remarque que le retrait à l'air libre des bétons à base de 100% de gros et fins granulats recyclés est nettement plus important que celui du béton témoin à base de 100% de granulats ordinaires. L'augmentation est d'environ 42 % après 300 jours d'exposition à l'air libre à l'intérieur du laboratoire (15 °C à 20 °C et 60 à 65% H.R).

Poon **[144]**, a observé une augmentation d'environ 33 % pour 100 % de remplacement en granulats recyclés à 112 jours, et une augmentation de 30 % à 365 jours pour **[205]**, et de 70 % à 180 jours pour Domingo Cabo **[204]**.

Limbachiya **[206]** dit que quelque soit le type du liant, le retrait augmente avec l'augmentation du pourcentage en substitution en granulats recyclés.

Cette augmentation du retrait est confirmée par d'autres chercheurs **[207, 49]** et peut résulter de l'augmentation de la teneur en eau des granulats recyclés, le béton recyclé durci se trouve avec un volume important d'eau évaporable susceptible d'augmenter le retrait **[49]**.

Mais dans notre recherche, puisque on a des granulats enrobés en bitume qui est durci, donc les pertes en masse des bétons recyclés étaient faible par rapport à celle du béton témoin.

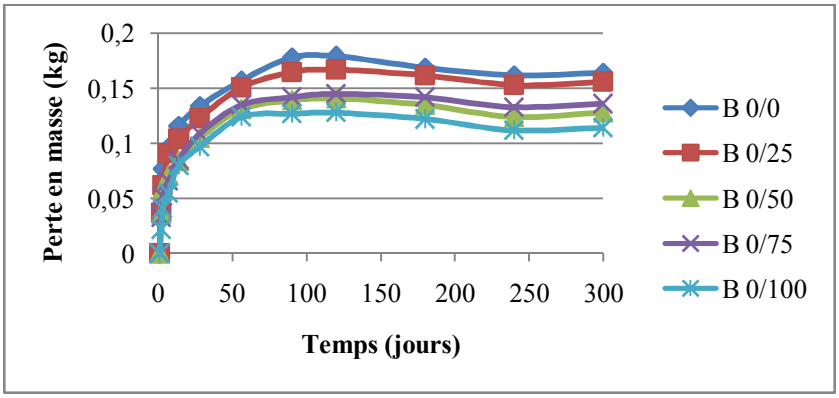


Figure V.39: Perte en masse des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.

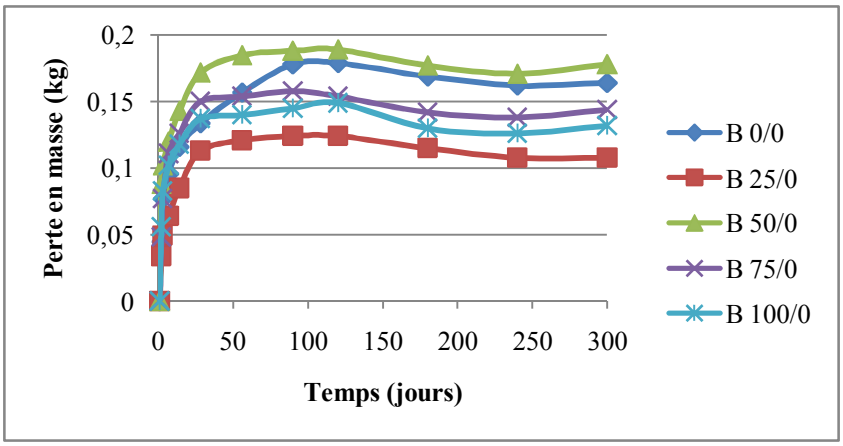


Figure V.40: Perte en masse des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.

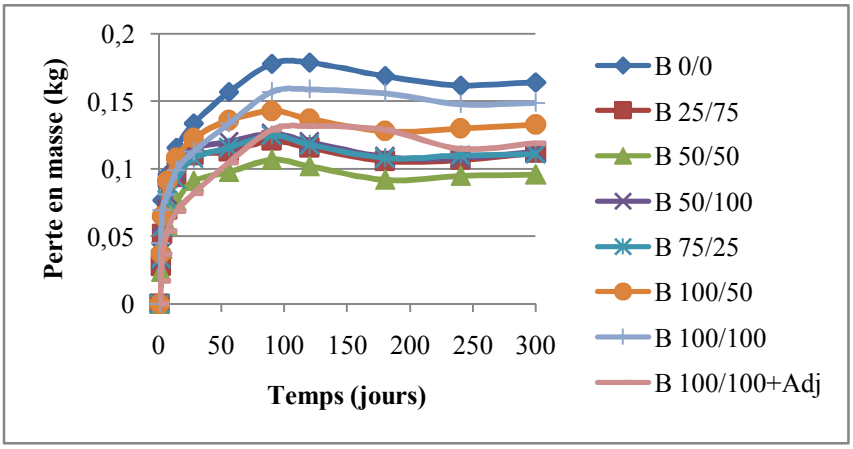


Figure V.41: Perte en masse des bétons à base de granulats recyclés pendant 300 jours.

On constate que la perte en masse est proportionnelle au temps et commence à se stabiliser après un temps plus long pour tous les bétons. Cette perte de masse est de l'ordre de 26 % pour les bétons à base de sable recyclé bitumineux et diminue vers 14 % pour les bétons à base de gravier recyclé bitumineux et elle est juste de 4 % si on fait la combinaison de sable plus gravier.

V.5.10.2 Gonflement dans l'eau

On remarque des variations importantes tout au long des courbes. Les figures V.42 et V.44 montrent l'effet du le gonflement dans l'eau sur les bétons recyclés.

Après 300 jours de conservation dans l'eau, on a observé un gonflement important pour tous les bétons recyclés. Par contre **[49]**, il n'a pas trouvé du tous un gonflement important.

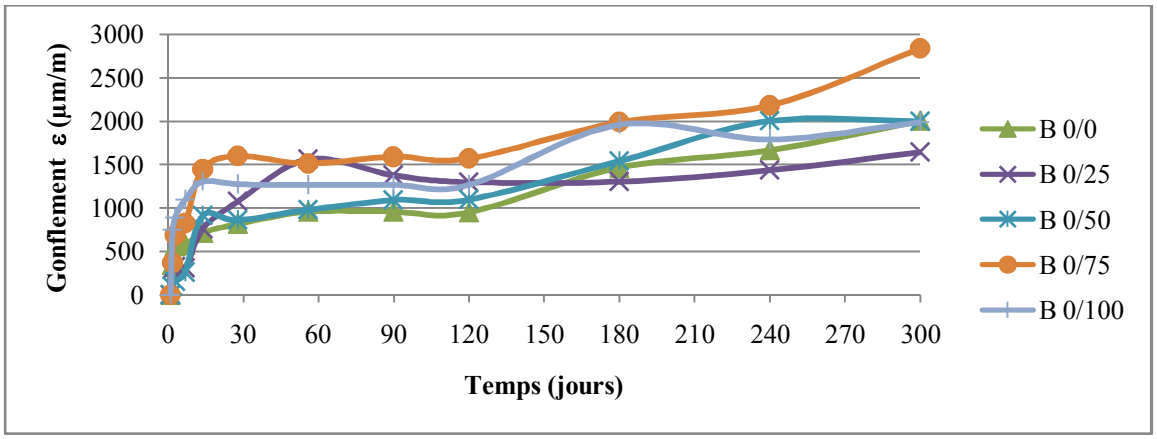


Figure V.42: Evolution du gonflement dans l'eau des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.

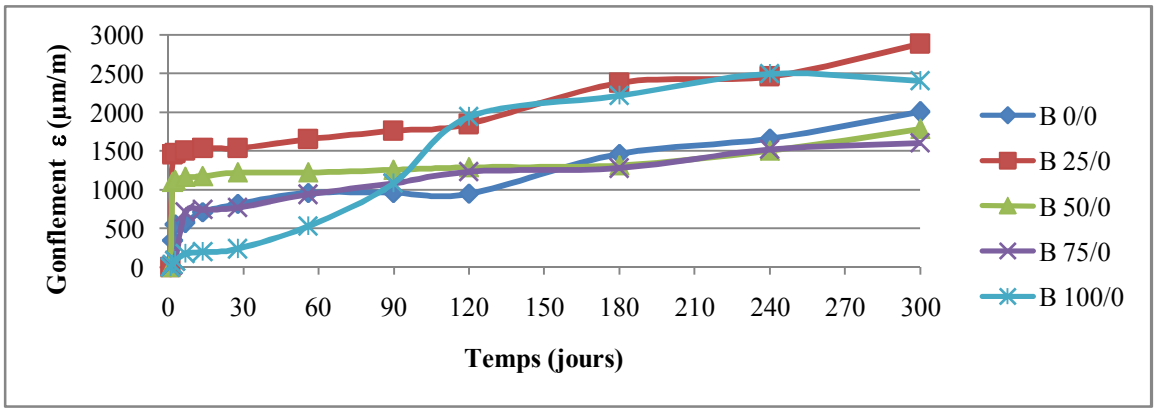


Figure V.43 : Evolution du gonflement dans l'eau des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.

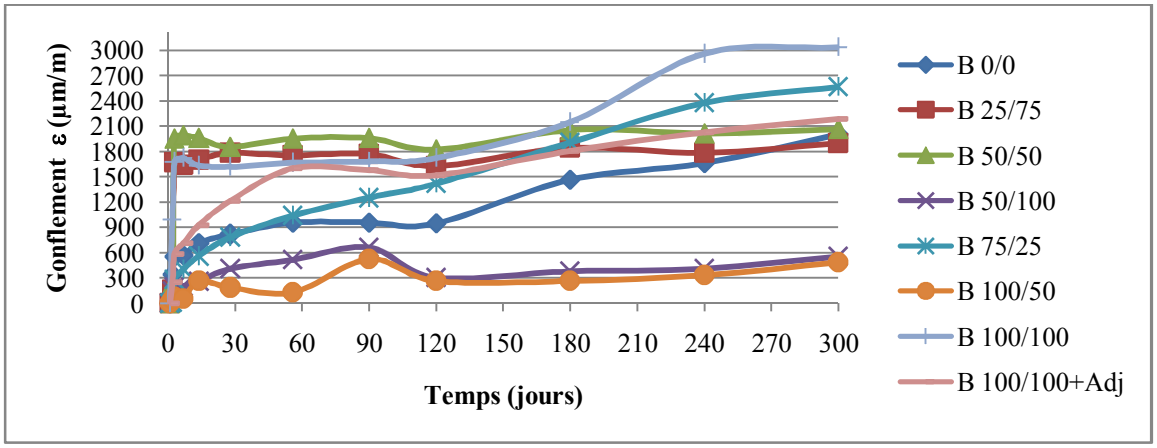


Figure V.44 : Evolution du gonflement dans l'eau des bétons à base de granulats recyclés pendant 300 jours.

Les figures V.45 et V.47 illustrent en gros le gain de masse pendant le gonflement dans l'eau.

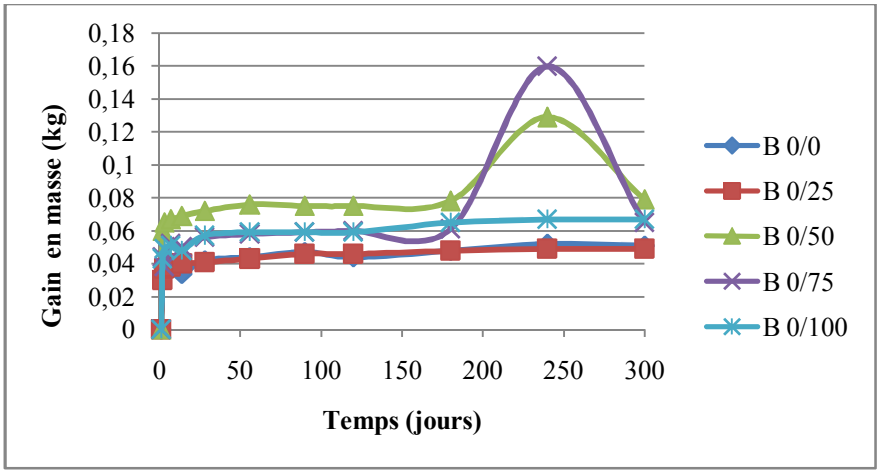


Figure V.45 : Gain en masse des bétons à base de sable recyclé pendant 300 jours.

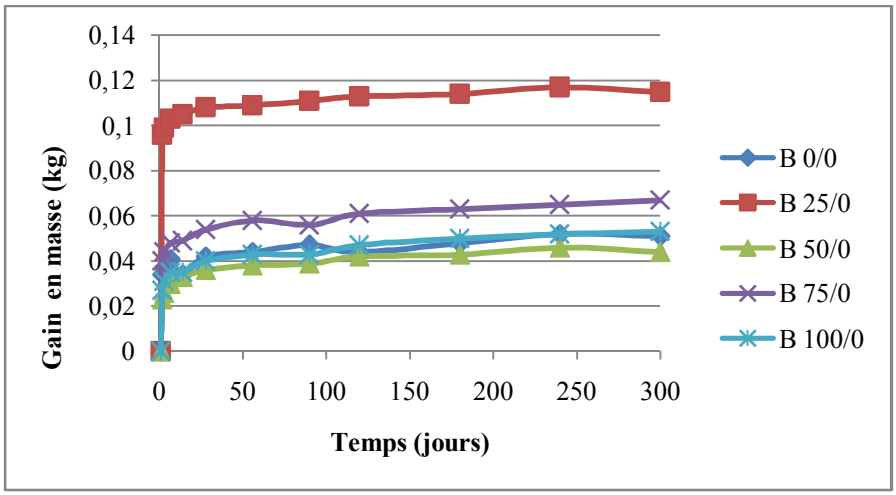


Figure V.46 : Gain en masse des bétons à base de gravier recyclé pendant 300 jours.

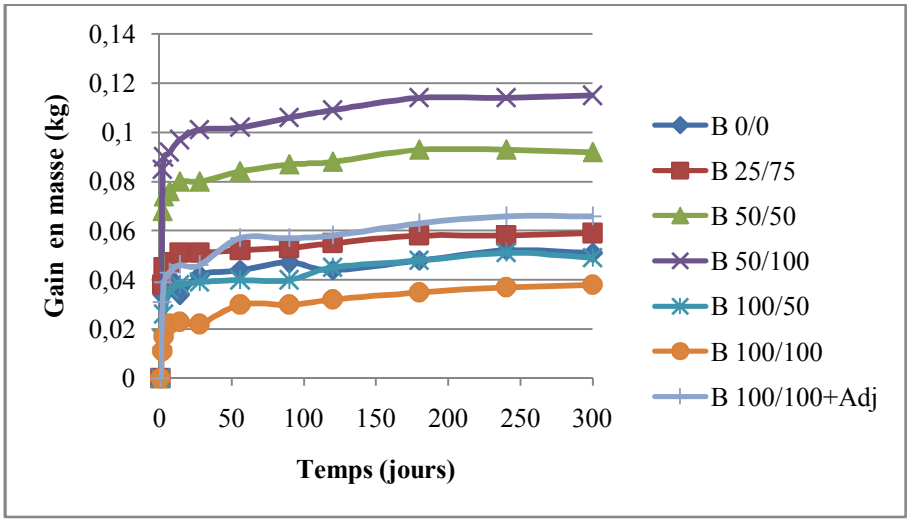


Figure V.47 : Gain en masse des bétons à base de granulats recyclé pendant 300 jours.

On remarque, que le gain en masse est important pour les bétons à base de sable recyclé bitumineux et à base d'une combinaison de granulats recyclés bitumineux et qui est égale à 32 % et 24 % successivement mais qu'il n'y a pas un gain important en masse pour les bétons à base de gravier recyclé (8 %) en comparaison avec les bétons témoin.

V.6 Béton compacté au rouleau (BCR)

V.6.1 Compacité des granulats et de ciment selon RENE

Les valeurs de compacités trouvées (C_{exp}) sur deux échantillons sont récapitulées dans le tableau V.16, puis on a comparé ces valeurs par les compacités trouvées théoriquement ($C_{théo}$):

Tableau V.16 : Compacité des granulats utilisés pour BCR selon RENE.

	$S_{roulé}$	$SN_{(0/3)}$	$SR_{(0/4)}$	SN_{corr}	SR_{corr}	$GN_{(3/8)}$	$GR_{(4/10)}$	$GN_{(8/15)}$	$GR_{(10/14)}$
Masse (kg)	3	3	3	3	3	7.5	7.5	7.5	7.5
S (m²)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
H (m)	0.229	0.2375	0.224	0.2395	0.237	0.0895	0.0825	0.038	0.019
V (m^3)	458.10^{-3}	475.10^{-3}	448.10^{-3}	479.10^{-3}	474.10^{-3}	179.10^{-3}	165.10^{-3}	76.10^{-4}	38.10^{-4}
d (kg/m^3)	2613	2631	1818	2678	2040	2660	2668	2140	2300
C_{exp}	0.630	0.770	0.859	0.695	0.886	0.611	0.591	0.621	0.541
$C_{théo}$	0.549	0.581	0.764	/	/	0.515	0.540	0.500	0.602

Alors les valeurs sont proches et cela est confirmé par **[39, 251]**.

Pour le ciment la compacité trouvée est donnée dans le tableau V.17 suivant :

Tableau VI.17 : Compacité du ciment utilisé selon RENE.

d (kg/m^3)	3100	**C** = 0.493
Pe (g)	165.4	
Pp (g)	500	

Après avoir obtenu la composition de chaque mélange, il faut fixer maintenant la quantité d'eau, donc on est besoin de faire l'essai Proctor modifié.

V.7 BCR à l'état frais

V.7.1 Essai Proctor modifié

La figure V.48 présente l'optimum de chaque mélange, et on remarque bien qu'il y a une chute de densité entre un BCR ordinaire et un BCR recyclé environ 7,50 %.

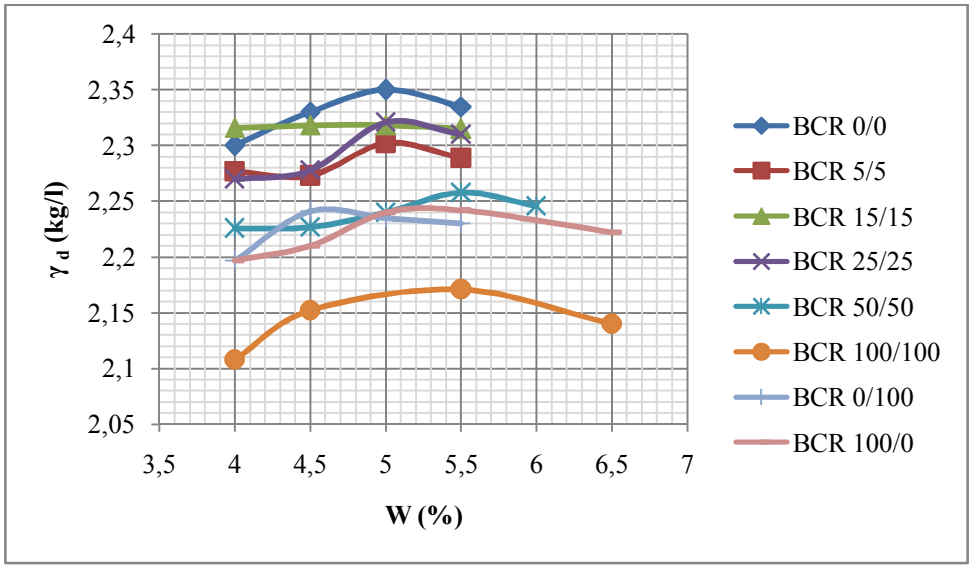


Figure V.48 : Optimisation de la teneur en eau optimale des BCR.

D'après la même figure, on peut lire les valeurs de W_{opt} qui correspond à la densité sèche maximale, ces optimums sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Teneur en eau optimale.

	$BCR_{0/0}$	$BCR_{5/5}$	$BCR_{15/15}$	$BCR_{25/25}$	$BCR_{50/50}$	$BCR_{100/100}$	$BCR_{0/100}$	$BCR_{100/0}$
W_{opt} (%)	5.00	5.05	4.80	5.10	5.50	5.40	4.60	5.25
$\gamma_{d\ max}$ (kg/m^3)	2350	2302.5	2318.3	2322	2258	2172	2243	2244

On calcul la quantité d'eau efficace pour effectuer le compactage, un BCR optimal devrait comporter à peu près la quantité de pâte nécessaire pour remplir les vides du squelette granulaire et pour obtenir la maniabilité désirée, sachant que notre teneur en eau varie entre 4 % à 6,5%, Saadi **[39]** a montré qu'il faut une teneur en eau qui varie entre 3,5 % à 7 % pour la fabrication d'un BCR par des granulats ordinaires de différents carrières.

Le rapport E/C_{eff} pour chaque type de BCR est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Le rapport E/C_{eff} pour chaque type BCR.

	$BCR_{0/0}$	$BCR_{5/5}$	$BCR_{15/15}$	$BCR_{25/25}$	$BCR_{50/50}$	$BCR_{100/100}$	$BCR_{0/100}$	$BCR_{100/0}$
E_{eff} (L)	102.094	100.663	98.142	104.238	110.054	103.821	94.464	97.646
E/C_{eff}	0.40	0.40	0.39	0.41	0.44	0.41	0.37	0.39

Notre E/C_{eff} varie entre 0,37 à 0,44, DELHEZ Pascal **[22]** a trouvé un rapport qui vari entre 0,32 à 0,56. D'après COURARD et al **[209]** il a été trouvé un E/C optimal de 0,34.

- **Vérification de la composition d'un BCR pour pavage :**

Dans le domaine des routes, on doit respecter les conditions suivantes **[210]:**

1. Ciment ϵ [200 à 350 kg/m^3] ;
2. E/C ϵ [0,25 à 0,50] ;
3. Ciment ϵ [12 à 16%] de la masse totale en constituants secs ;
4. Eau ϵ [4,5 à 6%] de la masse totale en constituants secs ;
5. Granulats ϵ [75 à 85 %] du volume total ;

La première et la deuxième condition sont vérifiées, d'après le tableau V.20 pour les 8 mélanges les autres conditions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Vérification nécessaire pour un BCR routier.

	Ciment (%)	Eau (%)	Granulats (%)	Vérification
$BCR_{0/0}$	12,24	5,00	80,75	Oui
$BCR_{5/5}$	12.54	4.78	80.87	Oui
$BCR_{15/15}$	12.22	4.63	81.20	Oui
$BCR_{25/25}$	12.21	4.64	81.29	Oui
$BCR_{50/50}$	12,49	5,50	81,62	Oui
$BCR_{100/100}$	13,00	5,40	82,28	Oui
$BCR_{0/100}$	12,17	4,60	82,44	Oui
$BCR_{100/0}$	13,44	5,25	80,54	Oui

V.7.2 Affaissement

Pour tous les types du BCR on a vérifié que l'affaissement est nul, c'est une condition principale qui caractérise un BCR **[50].**



Figure V.49 : Affaissement nul d'un BCR.

V.7.3 Masse volumique

On a mesuré la densité du BCR par le moule Proctor et par mesure directe dans le moule (ϕ16x320 mm²) pour avoir la capacité du compactage. Les différentes mesures de densité faites sur le BCR à l'état frais sont données sur la figure suivante :

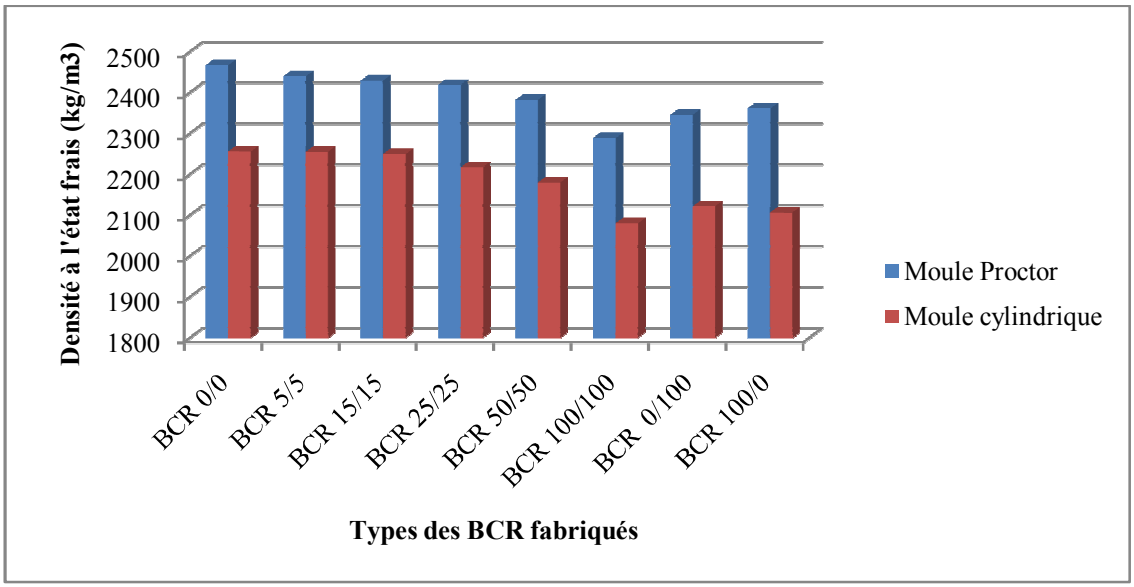


Figure V.50 : Comparaison de la densité du BCR à l'état frais.

On remarque qu'il y a une légère diminution de densité, mais la vibration plus le compactage rendre le béton plus compacté qu'avec la dame Proctor seulement, c'est la cause de cette petite différence de densité.

La densité du BCR recyclé à l'état frais est nettement inférieure à la densité du BCR ordinaire. Une chute environ 11 % pour le BCR totalement fabriqué par des granulats recyclés, et environ 9,50 % pour les deux BCR fabriqués soit par un gravier recyclé ou par un sable recyclé seulement.

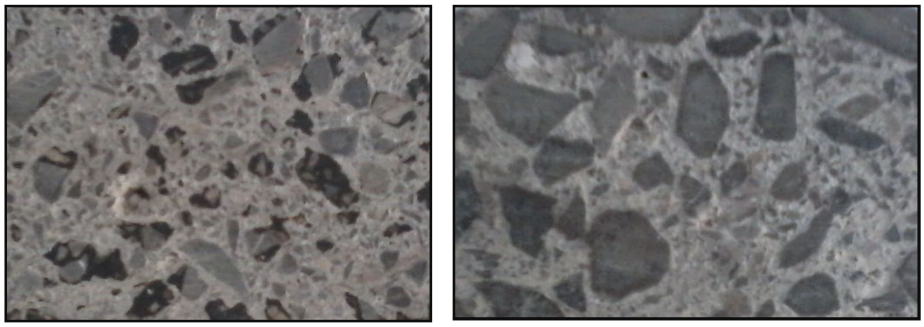
Cette chute en densité ayant une relation directe avec la masse volumique des granulats, et puisque la masse volumique des granulats recyclés sont inférieures aux masse volumiques des granulats ordinaires, alors la densité diminue avec l'augmentation du pourcentage en granulats recyclés. C'est le résultat trouvé par Debieb **[49].** Mais d'autres chercheurs **[51]** ont mesuré la densité d'un BCR à l'état frais par le même procédé Proctor modifié mais par l'introduction de 20% de cendre volante et remarquons qu'il y a une chute aussi.

Abdelaziz Meddah et al. **[211]** ont trouvé une diminution de densité de 5,8 % par l'incorporation de 30 % de déchets de pneu dans le BCR.

V.8 BCR à l'état durci

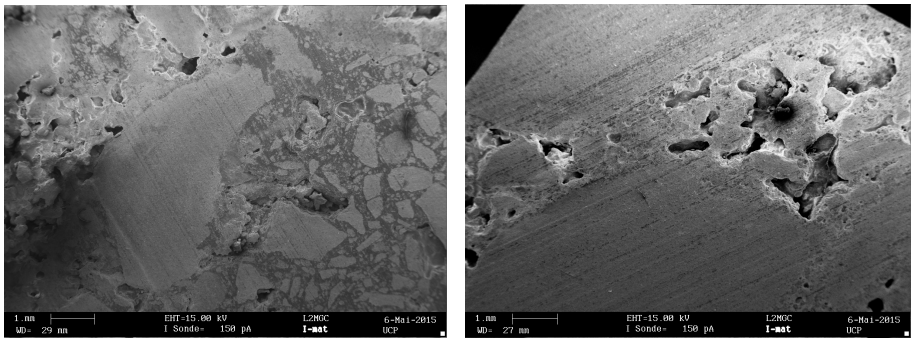
V.8.1 Couleur et aspects extérieurs des bétons

Le béton compacté au rouleau recyclé BCR $_{100/100}$ est de couleur grise foncé noirâtre, par rapport au BCR $_{0/0}$, d'une face supérieure des cylindres un peut rugueuse.



BCR $_{100/100}$ **BCR $_{0/0}$**

Figure V.51 : Couleur et aspect des BCR visuellement.



BCR $_{100/100}$ **BCR $_{0/0}$**

Figure V.52 : Aspect des BCR sous MEB.

Sous MEB, il est clair que les BCR sont poreux puisque il y a moins de pâte.

V.8.2 Masses volumiques

Les masses volumiques à l'état durci des différents bétons compacté aux rouleaux sont illustrées dans la figure V.53.

La même remarque sur la densité du BCR à l'état durci que la densité du BCR à l'état frais, i.e. la densité du BCR recyclé reste inférieure à la densité du BCR ordinaire. La chute est par les mêmes pourcentages trouvés à l'état frais.

Donc la densité diminue avec l'augmentation du pourcentage en granulats recyclés. C'est le même résultat trouvé par **[186, 191, 195].**

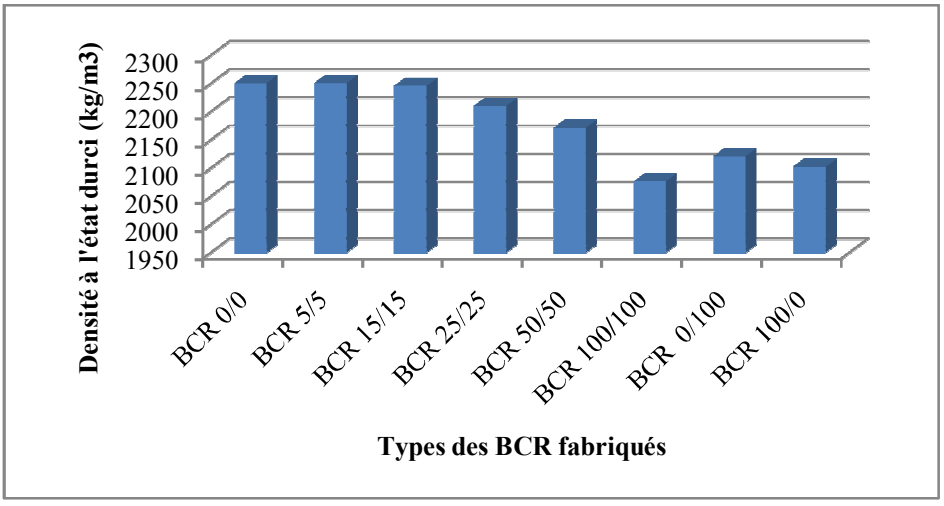


Figure V.53 : Masse volumiques des BCR à l'état durci.

Les masses volumiques apparentes des bétons recyclé **BCR $_n$** à l'état durci sont moins élevées que celle de leur béton témoins **BCR $_{0/0}$**. La masse volumique faible des granulats recyclés utilisés est la cause probable de cette différence, ainsi il n'y a pas une grande différence entre ces valeurs, et ça revient à la quantité d'eau optimale pour nos mélanges donc l'évaporation était faible.

V.8.3 Résistance à la compression

La résistance moyenne en compression à 28 jours des bétons compactés au rouleau recyclés ne dépasse pas 12 MPa en comparaison de leur béton de référence est de 13,37 MPa sur des cylindres (ϕ16x32), à l'âge de 90 jours la résistance du BCR témoin augmente jusqu'à 16 MPa, mais concernant les bétons compactés au rouleau recyclés, il n'y a aucune amélioration (légère augmentation).

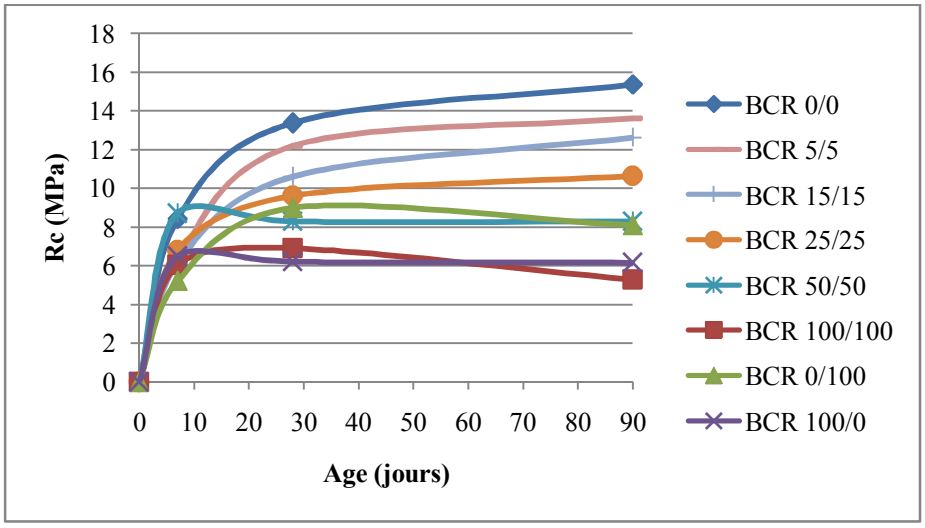


Figure V.54 : Résistance à la compression.

La chute de résistance en compression est d'environ 48 % à 28 jours pour le BCR avec 100% de granulats recyclés (sable et gravier). Ce résultat se rapproche des résultats trouvés ailleurs. En effets, une diminution de résistance serait de l'ordre de 61% **[66, 72].**

Si on remplace 100 % sable ordinaire par 100% sable recyclé, la chute est de l'ordre de 32% à 28 jours. C'est presque le même cas si on remplace les graviers ordinaires par des graviers recyclés bitumineux (remplacement à 100%), la chute de résistance en compression est de 53 %. Ceci s'expliquent que l'effet du gravier recyclé sur la chute de résistance est important par rapport à l'effet du sable bitumineux recyclé.

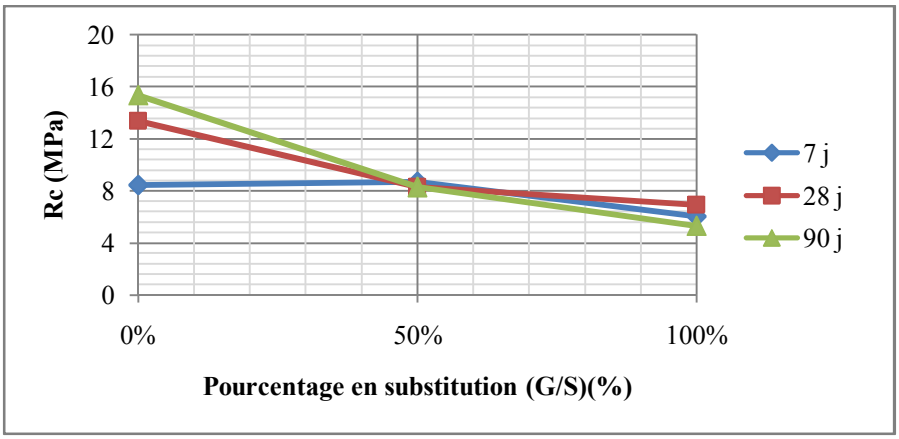


Figure V.55 : Variation de la résistance a la compression en fonction du pourcentage en substitution.

Et d'après la figure V.55, on remarque que jusqu'à 50% de remplacement la chute de résistance en compression est 38 %, cette chute commence à partir de 15% de substitution en gravier et sable recyclé, d'autres **[22]** ont trouvé une chute en résistance de 40 % sur des BCR recyclé à 7 jours.

Alors l'effet combiné de la substitution en gros et fins granulats recyclés semble être très néfaste sur la résistance en compression du béton compacté au rouleau recyclé. Cette chute de résistance a été observée aussi par **[39]** telle que pour deux types de BCR a trouvé seulement 10 MPa en 90 jours de conservation, et pour les 2 autres types la résistance n'atteint que 20 MPa, donc la chute est de 50% pour la fabrication d'un BCR de différents carrières en Algérie. La résistance à la compression est influencée plus que la résistance à la traction par l'incorporation du déchet de pneu dans la fabrication d'un BCR **[211]**.

V.8.4 Résistance à la traction par fendage

La résistance à la traction par fendage sur deux éprouvettes cylindriques (ϕ16x32) est présentée dans la figure V.56 suivante :

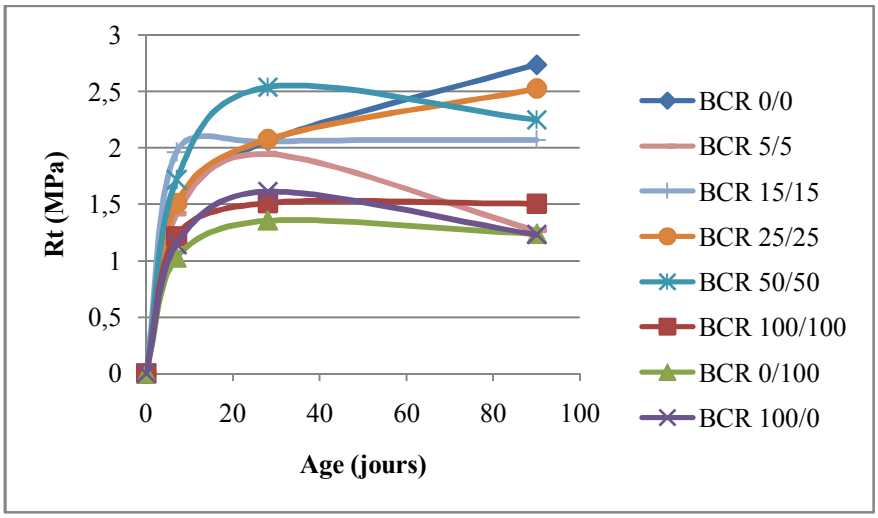


Figure V.56 : Résistance à la traction par fendage.

La résistance à la traction par fendage à 28 jours des bétons compactés au rouleau recyclés ne dépasse pas 1,6 MPa et reste stable à long terme (90 jours) en comparaison de leur béton de référence qui est de l'ordre de 2 MPa à 28 jours et atteint 3 MPa à 90 jours. Selon **[39]** la résistance à la traction par fendage trouvé ne dépasse pas 2,5 MPa à l'âge de 28 jours.

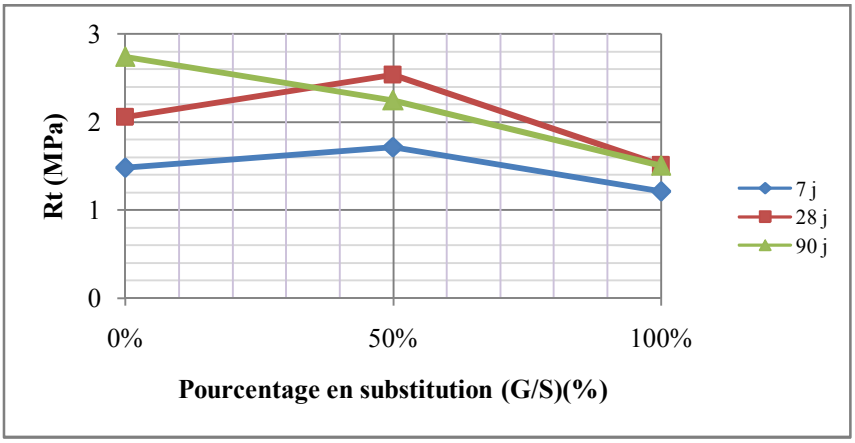


Figure V.57 : Variation de la résistance à la traction en fonction du pourcentage en substitution.

La résistance à la traction par fendage des BCR recyclés présente une chute d'environ 26 % pour le BCR à base de 100 % de granulats recyclés par rapport à leur béton de référence (BCR $_{0/0}$). Mais pour les BCR 50/50 à base de 50 % granulats recyclés bitumineux, on remarque bien qu'il y a une amélioration de la résistance à la traction par fendage, cette amélioration est de l'ordre de 23 % à l'âge de 28 jours.

En effet de l'ancienne quantité du bitume qui enrobe les granulats est la cause principale de cette différence de résistance en traction. Ce résultat est confirmé par Quellet **[166]**.

V.8.5 Dureté superficiel

Les résultats sont présentés sur la figure V.58 suivante :

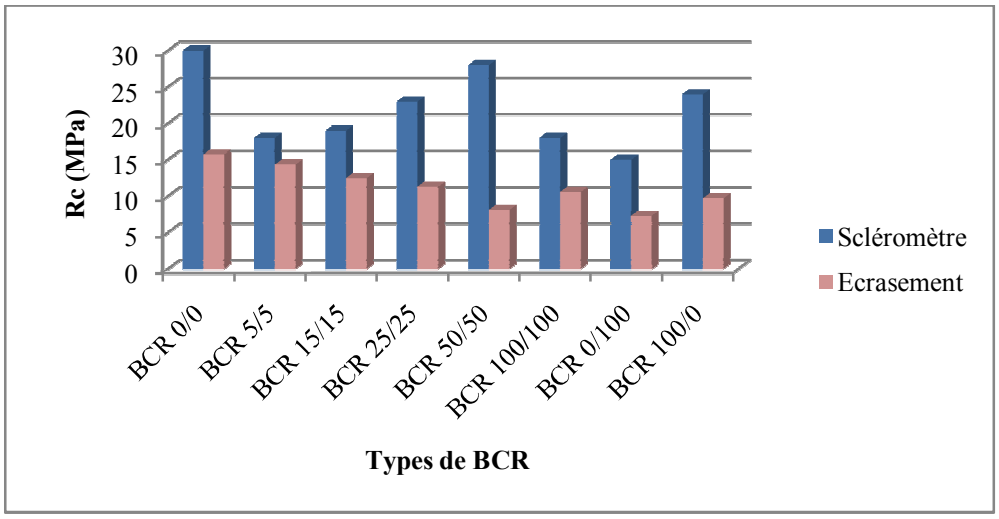


Figure V.58 : Comparaison entre la résistance à la compression donnée par scléromètre et par écrasement.

La comparaison entre la résistance à la compression des différents bétons trouvés par écrasement des éprouvettes cylindriques et la valeur de résistance lue par le graphe à partir de l'indice sclérométrique (Indice de rebondissement) présente une grande différence donc on peut dire que dureté superficielle ne peut plus être pas calculé par l'indice de rebondissement sur des BCR que se soit ordinaires ou recyclés.

V.8.6 Auscultation dynamique

Les différentes valeurs de la vitesse du son sur les mélanges BCR sont présentées sur la figure V.59.

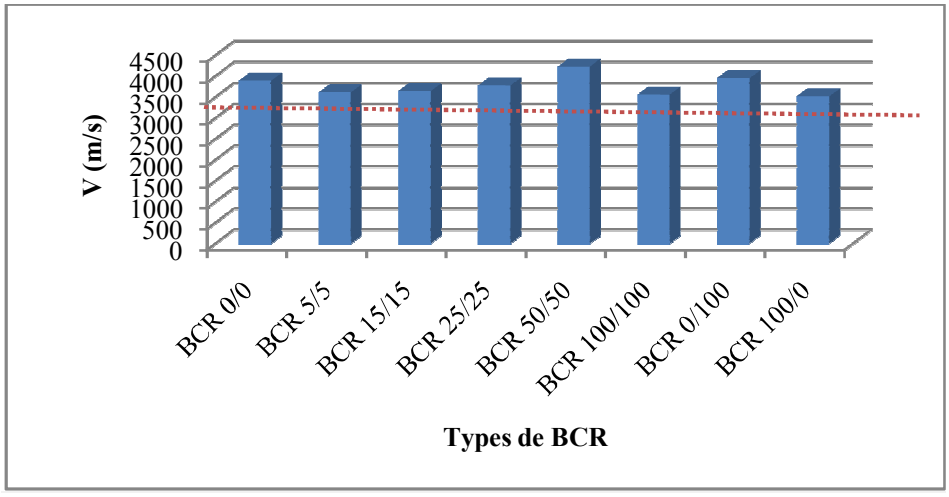


Figure V.59 : La vitesse du son des BCR.

On remarque que tous les bétons compactés au rouleau recyclés ayant une vitesse du son entre 3500 et 4500 (m/s), donc sont considérés comme des bons bétons.

V.8.7 Module d'élasticité en compression

Le module d'élasticité trouvé sur des éprouvettes cylindriques (ϕ16x32) est la lecture de la pente du droite σ = f (ε), cette droite est la courbe de tendance qui passe par l'origine et l'un ou plusieurs points sur le graphe. On remarque qu'il y a une diminution en module d'élasticité lorsqu'on remplace des granulats ordinaires par des granulats recyclés bitumineux.

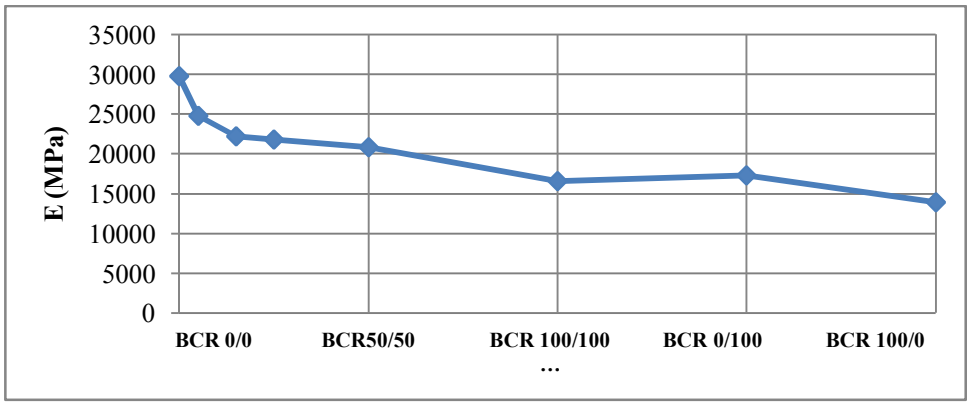


Figure V.60 : Module d'élasticité des BCR en fonction du pourcentage en substitution.

Cette diminution est influencée beaucoup plus par le gravier recyclé par rapport au sable recyclé. La chute est de l'ordre de 30 % pour que la moitié de granulats ordinaires sont remplacé par des granulats recyclés, et augmente jusqu'à 44 % pour un remplacement totale par des granulats recyclés bitumineux.

Le remplacement du sable ordinaire par 100% sable recyclé cause une chute de 41 %, et le remplacement du gravier ordinaire par 100 % de graviers recyclé bitumineux aussi présente une chute considérable de l'ordre de 53 %. Cette chute en module d'élasticité est comparable avec la chute en résistance à la compression pour les BCR recyclés, ce résultat a été confirmé par **[49].**

Alors le module d'élasticité est influencé par la nature des granulats, si ces granulats sont ordinaires donc notre béton est plus dur, mais si ces granulats sont recyclés alors notre béton est plus élastique (présente un faible module d'élasticité). L'ancien bitume attaché aux granulats recyclés est la cause de cette diminution en module d'élasticité, i.e. faible adhésion entre la nouvelle pâte de ciment et l'ancienne couche de bitume.

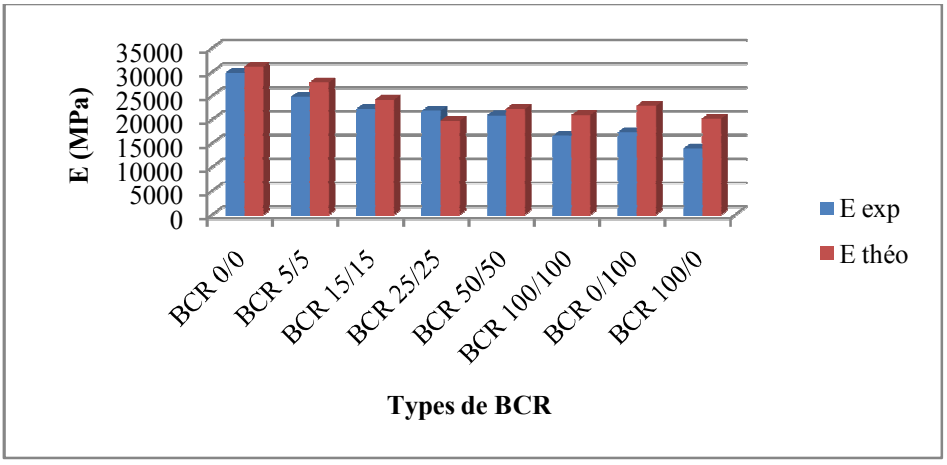


Figure V.61 : Comparaison entre le module d'élasticité théorique et expérimental.

D'après la figure V.61, on compare notre module d'élasticité expérimentale par le module d'élasticité théorique calculé par l'expression du BAEL, on remarque que la différence entre ces deux modules d'élasticité augmente lorsqu'on augmente le pourcentage en substitution. Donc on peut conclure que l'expression du BAEL n'est pas applicable pour les bétons recyclés. Le module d'élasticité a diminue de 52 % par l'ajout du déchet de pneu par rapport au BCR témoin **[211]**.

D'autres chercheurs ont développé des expressions pour le calcul du module d'élasticité des bétons recyclés, parmi ces expressions est celle de Corinaldesi **[169]** :

$$E = 22\sqrt[3]{0{,}83\ fcu/10}$$

VI.8.8 Propriétés de transport

VI.8.8.1 Absorption d'eau par capillarité

L'évolution de l'absorption d'eau par capillarité dans le temps des différents bétons réalisés, est représentée dans la figure V.62.

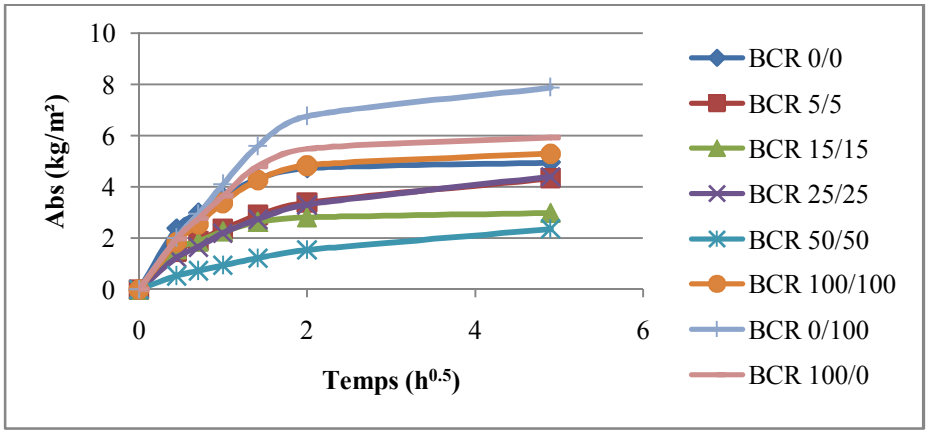


Figure V.62 : Absorption d'eau des bétons réalisés.

On constate en premier lieu que l'absorption initiale est nettement plus grande pour l'ensemble des bétons recyclés sauf pour le béton BCR $_{50/50}$ qui n'a rien absorbé. Ce résultat confirme aussi l'importance de l'absorption d'eau durant les premiers instants pour évaluer la porosité de surface du béton compacté au rouleau recyclé par rapport au béton ordinaire.

L'absorption du BCR à base de 100% granulats recyclés est de l'ordre de 7 % seulement par rapport au béton ordinaire malgré la porosité du mélange BCR $_{100/100}$ est presque la moitié (0,0921) de la porosité de mélange BCR $_{0/0}$ (0,1841) cela confirme que si on a la même porosité donc l'absorption sera 2 fois le pourcentage obtenu. Pour le BCR $_{0/100}$ qui a aussi la même porosité que le BCR $_{100/100}$ mais le taux d'absorption est de 59%. Donc on peut conclure que le compactage du BCR influe significativement sur la porosité du surface du béton et donc sur l'absorption d'eau pendant le premier jour.

Olorunsogo et all **[193]**, ont constaté une augmentation de 29 % de l'absorption d'eau du béton à base de 100% de granulats recyclés par rapport à celle d'un béton ordinaire. Contrairement Debieb **[49]** a trouvé un taux d'absorption du BCR témoin comparable avec les BCR recyclés. D'autres chercheurs **[211]** ont trouvé une diminution de l'absorption d'eau par l'ajout du déchet de pneu.

VI.8.8.2 Porosité

La porosité est illustrée sur la figure V.63 suivante :

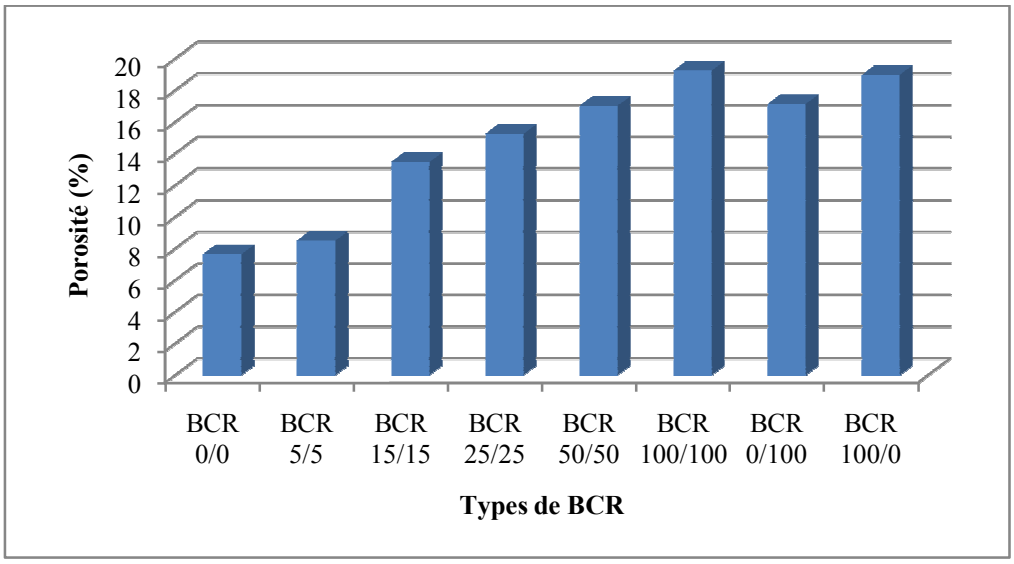


Figure V.63 : La porosité accessible à l'eau des BCR.

La porosité accessible à l'eau est influencée par l'introduction des granulats recyclés bitumineux, l'augmentation de ces granulats dans les BCR augmente leurs porosités.

V.8.9 Variations dimensionnelles

V.8.9.1 Retrait de séchage

L'évolution du retrait à l'air libre est reprise dans la figure V.64 suivante :

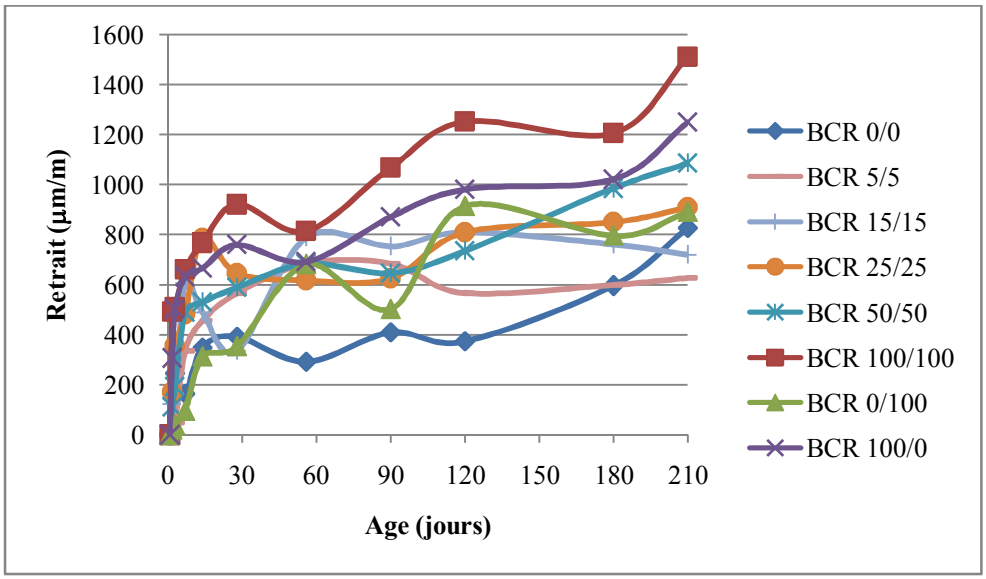


Figure V.64 : Evolution du retrait à l'air libre.

D'une façon générale, on remarque que le retrait à l'air libre des BCR recyclés est nettement plus important que celui du BCR témoin à base de 100 % de granulats ordinaires, ce résultat a été observé par Saadi **[39]**. L'augmentation est d'environ 2 fois après 28 jours d'exposition à l'air libre à l'intérieur du laboratoire (15°C et 65% H.R). Le retrait à partir de 28 jours commence à stabiliser pour tous les bétons jusqu'à 90 jours, puis termine son augmentation à long terme.

Cette augmentation du retrait est confirmée par d'autres chercheurs **[161]** et peut résulter de l'augmentation de la teneur en eau ainsi que le faible module d'élasticité du béton recyclé durci.

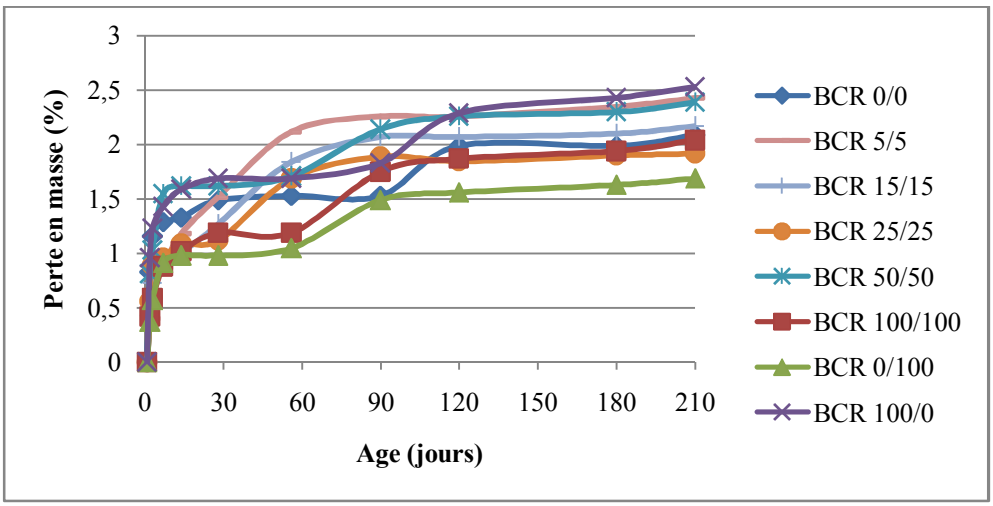


Figure V.65 : Perte en masse en fonction de l'âge.

La figure V.65 résume les résultats de la perte en masse lors des essais de retrait. On constate que la perte en masse est proportionnelle au temps et commence à se stabiliser après 90 jours de conservation dans l'air, cette perte en masse peut atteindre les 3%.

VI8.9.2 Gonflement dans l'eau

L'évolution du gonflement dans l'eau sont illustré dans la figures V.66.

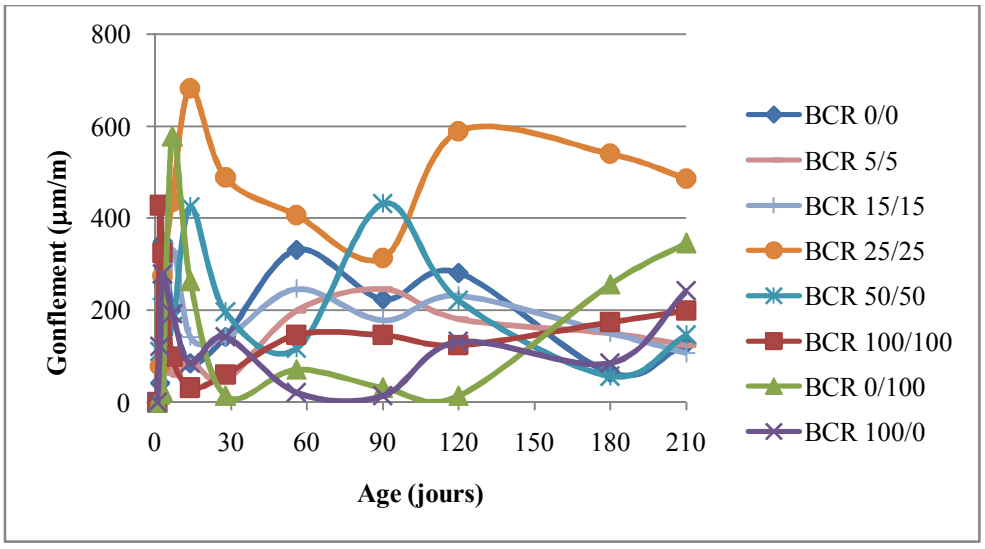


Figure V.66 : Evolution du gonflement dans l'eau.

On remarque des variations importantes tout au long des courbes. Pendant les 7 premiers jours nous avons observé un gonflement important pour tous les types de BCR mais à partir de 14 jours jusqu'à 90 jours ce gonflement commence à se diminuer et remarquons bien que le gonflement est faible à long terme pour tous les BCR recyclés en comparons avec le BCR fabriqué par les granulats ordinaires. Ce résultat a été confirmé par **[49]** qui a trouvé un gonflement trop faible et ne dépasse pas 100 µm/m à l'âge de 300 jours, Saadi **[39]** aussi a observé un gonflement qui ne dépasse pas 30 µm/m à l'âge de 35 jours.

D'après la figure V.67, on remarque qu'il y a un gain en masse, dépasse le 5% pour tous les BCR mais pour le BCR $_{50/50}$ le pourcentage de gonflement n'est que 4 %.

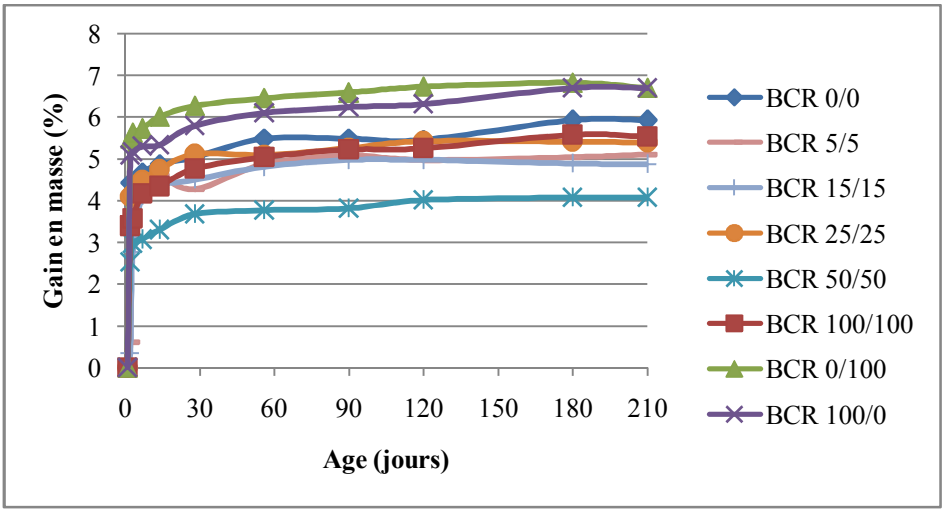


Figure V.67 : Gain en masse en fonction de l'âge.

V.9 Béton bitumineux

La réutilisation des granulats recyclés dans les mélanges bitumineux est à la base de plusieurs recherches dans le monde, comme une étude faite en Spain pour la réutilisation du Quartz décorative dans la fabrication des mélanges bitumineux chaud **[212]**.

V.9.1 Essai à la PCG

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 :**

Les données nécessaires pour la presse à cisaillement giratoire sont la composition de l'enrobé bitumineux qui est composé de fractions suivantes :

Sable 0/3 = 40 %

Gravier 3/8 = 25 %

Gravier 8/15 = 35 %

Bitume 40/50 = 5,40 %

La masse volumique réelle de l'enrobé (MVRE) qui est égale à 2,466 et la masse volumique réelle des granulats qui est égale à 2,667.

Les résultats de la presse sont donnés par le tableau V.21 suivant :

Tableau V.21 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du BB.

Nombre de girations	Hauteur (mm)	Masse volumique (kg/m^3)	Pourcentage de vide (%)	Spécifications
10	**122,30**	**2014,43**	**18,23**	**> 11**
80	**107,67**	**2288,18**	**7,12**	**4 à 9**

L'évaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations est représenté sur la figure V.68.

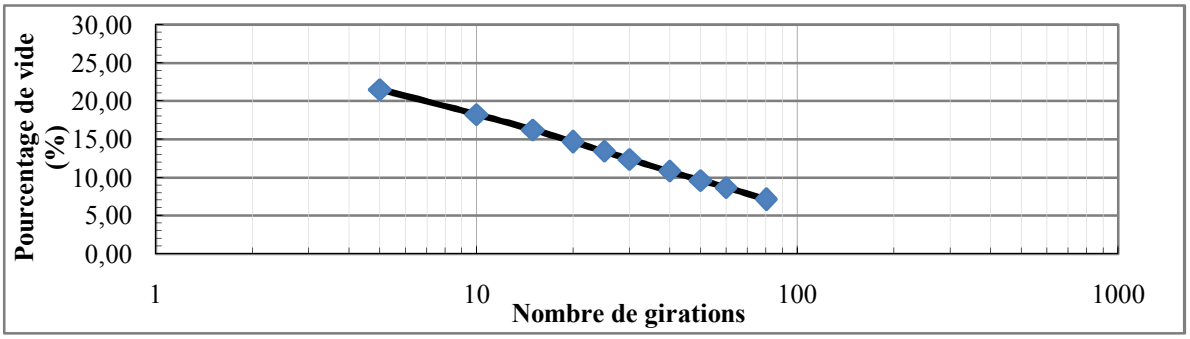


Figure V.68 : Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du BB.

On remarque qu'il ya une diminution du pourcentage de vide par l'augmentation du nombre de giration, selon la norme EN 12697 – 31 **[129]** et pour un BBSG les pourcentages de vide à 10 et à 80 girations sont vérifiés.

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 avec fraisât :**

Les données nécessaires pour la presse à cisaillement giratoire sont la composition de l'enrobé bitumineux qui est composé de fractions suivantes :

Sable 0/3 = 40 %

Gravier 3/8 = 25 %

Gravier 8/15 = 35 %

Fraisât = 10 %

Bitume 40/50 = 5,40 %

La masse volumique réelle de l'enrobé (MVRE) qui est égale à 2,455 et la masse volumique réelle des granulats qui est égale à 2,666.

Les résultats de la presse sont donnés par le tableau V.22 suivant :

Tableau V.22 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du BBF.

Nombre de girations	Hauteur (mm)	Masse volumique (kg/m^3)	Pourcentage de vide (%)	Spécifications
10	**119,94**	**2046,69**	**16,62**	**> 11**
80	**105,41**	**2328,93**	**5,12**	**4 à 9**

L'évaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations est représenté sur la figure V.69.

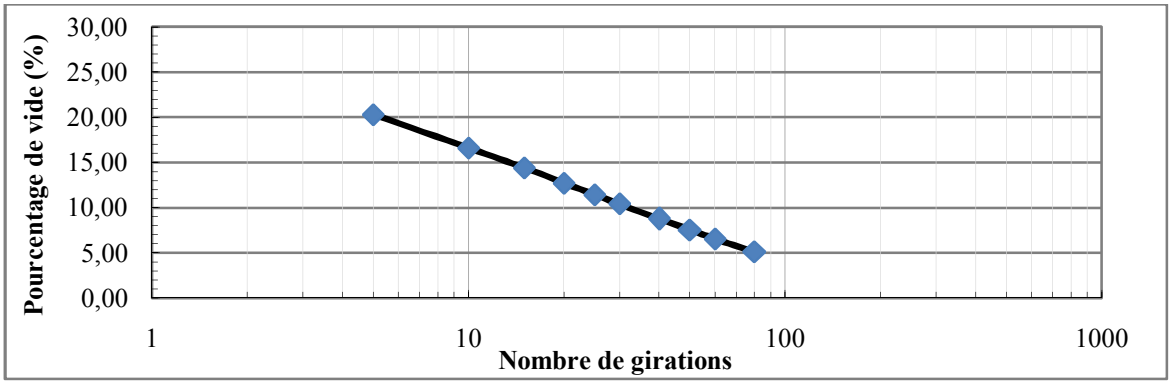


Figure V.69 : Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du BBF.

On remarque que même par l'ajout de 10% de fraisât, selon la norme EN 12697 – 31 **[129]**, les pourcentages de vide à 10 et à 80 girations restent vérifiés. Mais il ya une diminution de l'ordre de 9 % à 10 girations et 28 % à 80 girations.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 :**

Les données nécessaires pour la presse à cisaillement giratoire sont la composition de l'enrobé bitumineux qui est composé de fractions suivantes :

Sable 0/3 = 40 %

Gravier 3/8 = 20 %

Gravier 8/15 = 20 %

Gravier 15/25 = 20 %

Bitume 40/50 = 4,60 %

La masse volumique réelle de l'enrobé (MVRE) qui est égale à 2,494 et la masse volumique réelle des granulats qui est égale à 2,668.

Les résultats de la presse sont donnés par le tableau V.23 suivant :

Tableau V.23 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du GB.

Nombre de girations	Hauteur (mm)	Masse volumique (kg/m^3)	Pourcentage de vide (%)	Spécifications
10	**179,81**	**2079,03**	**16,57**	**> 14**
120	**158,84**	**2353,49**	**5,56**	**≤ 9**

L'évaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations est représenté sur la figure VI.70.

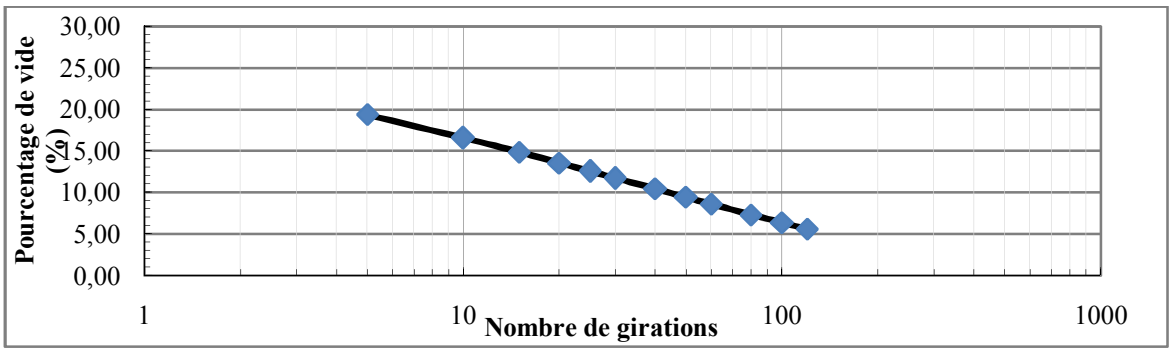


Figure V.70 : Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du GB.

On remarque qu'il ya une diminution du pourcentage de vide par l'augmentation du nombre de giration, selon la norme EN 12697 – 31 **[129]** et pour un GB, les pourcentages de vide à 10 et à 120 girations sont vérifiés.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 avec fraisât :**

Les données nécessaires pour la presse à cisaillement giratoire sont la composition de l'enrobé bitumineux qui est composé de fractions suivantes :

Sable 0/3 = 40 %

Gravier 3/8 = 20 %

Gravier 8/15 = 20 %

Gravier 15/25 = 20 %

Fraisât = 10 %

Bitume 40/50 = 4,60 %

La masse volumique réelle de l'enrobé (MVRE) qui est égale à 2,486 et la masse volumique réelle des granulats qui est égale à 2,667.

Les résultats de la presse sont donnés par le tableau V.24 suivant :

Tableau V.24 : Pourcentage de vide en fonction du nombre de girations du GBF.

Nombre de girations	Hauteur (mm)	Masse volumique (kg/m^3)	Pourcentage de vide (%)	Spécifications
10	**175,96**	**2118,72**	**14,75**	**> 14**
120	**155,54**	**2396,88**	**3,55**	**≤ 9**

L'évaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations est représenté sur la figure V.71.

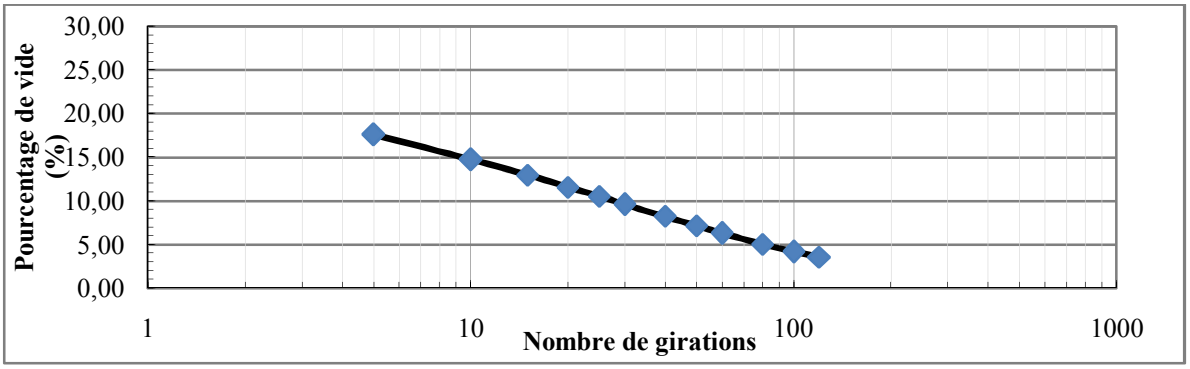


Figure V.71 : Evaluation du pourcentage des vides par rapport au nombre de girations du GBF.

On remarque que même par l'ajout de 10% de fraisât, selon la norme EN 12697 – 31 **[129]**, les pourcentages de vide à 10 et à 120 girations restent vérifiés. Mais il ya une diminution de l'ordre de 12 % à 10 girations et 36 % à 120 girations.

Le pourcentage de vide diminue lorsque des additions minérales sont ajoutées aux mélanges bitumineux **[213]**. Même dans les mélanges bitumineux froids, l'incorporation des granulats recyclés tend à diminuer le pourcentage des vides **[214]**.

V.9.2 Essai Duriez (tenue à l'eau)

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 :**

Les éprouvettes sont préparés avec des moules de diamètre (ϕ 80 mm). 3 éprouvettes sont immergées dans l'eau et les 3 autres sont conservées sec à 18 °C. La 7ème éprouvette est laissée pour la mesure de la masse volumique absolue (MVA). Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.25.

Tableau V.25 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du BB.

	1	2	3	4	5	6
Résistance en immersion, r, Mpa	**9,57**	**9,91**	**9,71**	//	//	//
Résistance à sec, R, Mpa	//	//	//	**9,94**	**11,66**	**10,77**
Moyenne, r	**9,73**			//		
Moyenne, R	//			**10,79**		
r/R	**0,90**					
Spécifications	**≥ 0,75**					

Après écrasement, le rapport r/R est supérieur à 0.75, donc selon la norme NF P 98 – 251 – 1 **[130]** l'essai est vérifié.

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 avec fraisât :**

Pour le même moule (ϕ 80 mm), 2 éprouvettes sont préparés et immergées dans l'eau et les 2 autres sont conservées sec à 18 °C. La 5ème éprouvette est laissée pour la mesure de la masse volumique absolue (MVA). Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.26.

Tableau V.26 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du BBF.

	1	2	1	2
Résistance en immersion, r, Mpa	**8,20**	**7,37**	//	//
Résistance à sec, R, Mpa	//	//	**8,92**	**8,91**
Moyenne, r	**7,79**		//	
Moyenne, R	//		**8,91**	
r/R	**0,87**			
Spécifications	**≥ 0.75**			

Le rapport r/R reste supérieure à 0.75 par l'ajout de 10 % de fraisât, mais on remarque qu'il y a une diminution de résistance de l'ordre de 10 %, donc selon la norme NF P 98 – 251 – 1 **[130]** l'essai est vérifiée.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 :**

Les éprouvettes sont préparés avec des moules de diamètre (ϕ 120 mm). 2 éprouvettes sont immergées dans l'eau et une éprouvette est conservée sec à 18 °C. La 4ème éprouvette est laissée pour la mesure de la masse volumique absolue (MVA). Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.27.

Tableau V.27 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du GB.

		1	2	3
Eprouvette	MVA	Immergée	Immergée	Sec
Résistance en immersion, r, Mpa		**7,41**	**8,54**	//
Résistance à sec, R, Mpa		//	//	**10,57**
Moyenne, r		**8,73**		//
Moyenne, R		//		**11,94**
r/R		**0,73**		
Spécifications		**≥ 0.70**		

Après écrasement, le rapport r/R est supérieur à 0.70, donc selon la norme NF P 98 – 251 – 1 **[130]** l'essai est vérifié.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 avec fraisât :**

Tableau V.28 : Récapitulation des résultats de l'essai tenue à l'eau du GBF.

		1	2	1	2
Eprouvette	MVA	Immergée	Immergée	Sec	Sec
Résistance en immersion, r, Mpa		**10,90**	**10,81**	//	//
Résistance à sec, R, Mpa		//	//	**12,50**	**12,41**
Moyenne, r		**10,86**		//	
Moyenne, R		//		**12,45**	
r/R		**0,87**			
Spécifications		**≥ 0.70**			

Le rapport r/R reste supérieure à 0.70 par l'ajout de 10 % de fraisât, mais on remarque qu'il y a une augmentation de résistance de l'ordre de 16 %, donc selon la norme NF P 98 – 251 – 1 **[130]** l'essai est vérifiée.

Le remplacement de gros granulats recyclés dans les mélanges bitumineux a affecté d'une façon défavorable sur les propriétés mécaniques parce que le compactage a changé les particules des granulats recyclés **[215]**.

Et la réutilisation de la poudre de batterie dans les mélanges bitumineux à 5 % donne des performances mécaniques comparables au béton bitumineux témoin mais ces propriétés aptes pour un pavage léger **[216]**. La même utilisation est trouvée par **[217]**, les granulats recyclés vient de démolitions de construction peut utiliser dans la construction des routes à moins charge.

Par contre **[218]**, montre que l'addition de 30 % de grains de caoutchouc dans les mélanges bitumineux augmente la résistance jusqu'à 3 fois.

V.9.3 Essai d'orniérage

Pour cet essai, on a besoin de deux plaques d'épaisseur de 100 mm pour la préparation d'un BB, et deux plaques de 150 mm d'épaisseur pour la préparation du GB et d'une longueur de 500 mm.

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 :**

Selon la norme NF EN 12697-33+A1 **[133]**, les plaques sont préparés au compacteur des plaques, la résistance à l'orniérage d'un BBSG 0/14 – Classe 02 pour différentes cycles est donnée dans le tableau V.29.

Tableau V.29 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BB.

Nombre de cycles	0	1000	3000	10000	30000
Eprouvette A (Profondeur en %)	0,00	0,46	1,07	3,02	5,18
Eprouvette B (Profondeur en %)	0,00	0,48	1,49	4,71	6,59
Moyenne	**0,00**	**0,47**	**1,28**	**3,87**	**5,89**
Spécifications Profondeur moyen d'orniérage / BBSG 0/14 – CLASSE 2			**≤ 7,5 %**		

La profondeur moyenne d'orniérage d'un BBSG 0/14 – CLASSE 2 à 30000 cycles est vérifiée selon la norme NF EN 12697-22 **[132]**.

Cette profondeur est représentée sur la figure V.72 suivante :

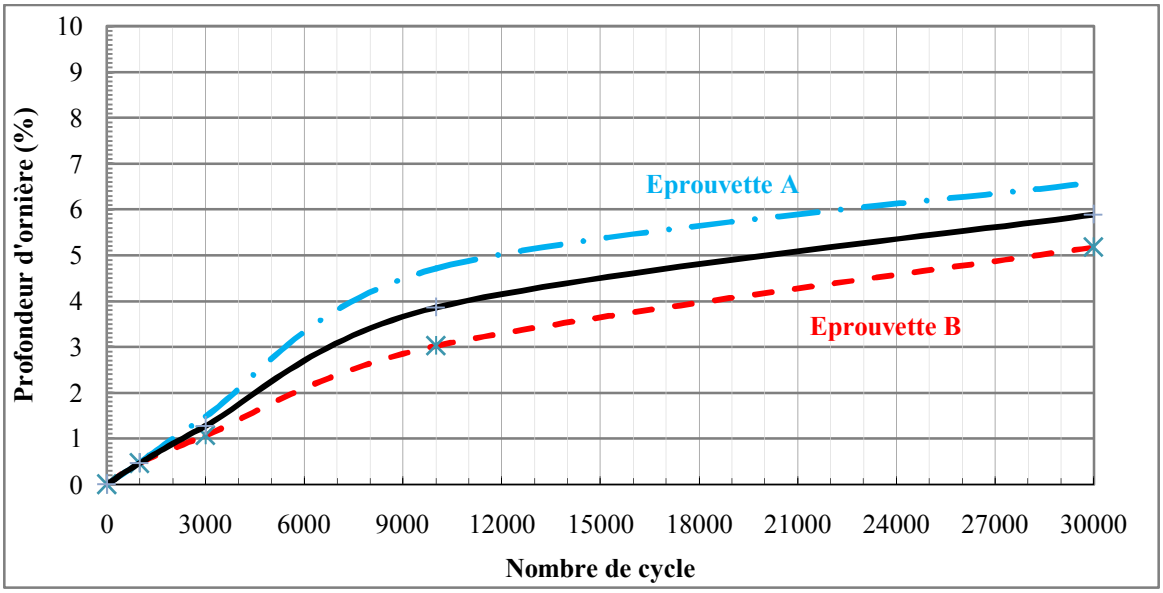


Figure V.72 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BB.

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 avec fraisât :**

La résistance à l'orniérage d'un BBSG 0/14 – Classe 02 avec 10 % de fraisât pour différentes cycles est donnée dans le tableau V.25.

Tableau V.30 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BBF.

Nombre de cycles	0	1000	3000	10000	30000
Eprouvette A (Profondeur en %)	0,00	1,68	4,01	6,02	6,98
Eprouvette B (Profondeur en %)	0,00	1,75	3,89	6,21	7,18
Moyenne	**0,00**	**1,72**	**3,95**	**6,12**	**7,08**
Spécifications Profondeur moyen d'orniérage / BBSG 0/14 – CLASSE 2 ≤ 7,5 %					

La profondeur moyenne d'orniérage d'un BBSG 0/14 – CLASSE 2 avec fraisât à 30000 cycles est vérifiée selon la norme NF EN 12697-22 **[132]**.

Cette profondeur est représentée sur la figure V.73 suivante :

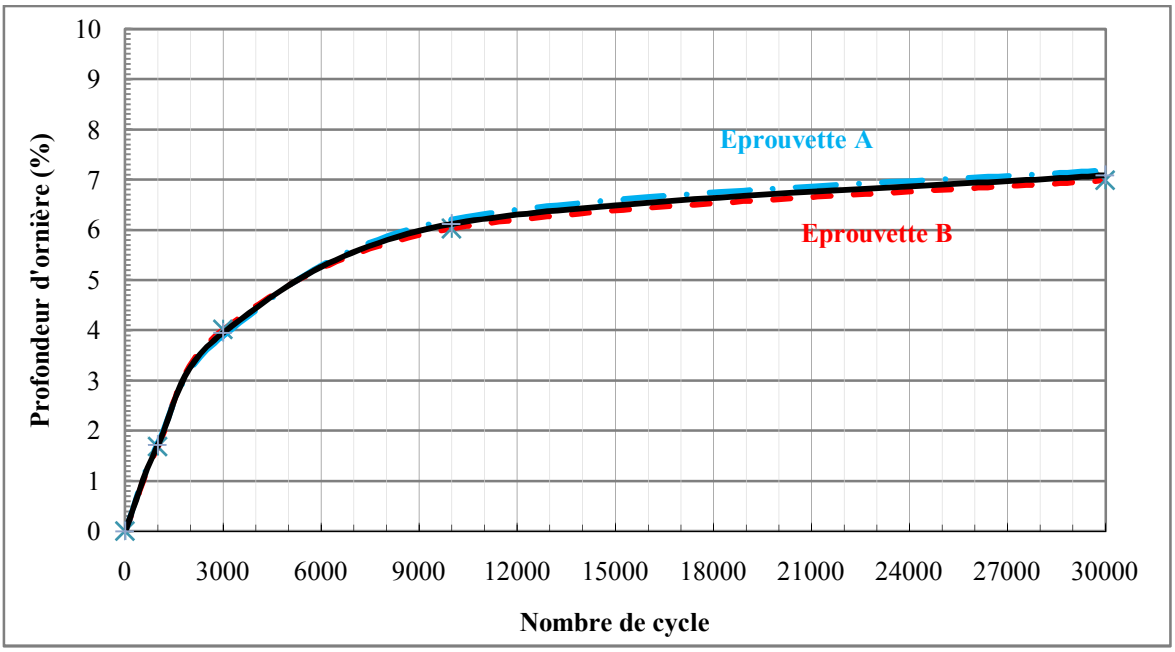


Figure V.73 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du BBF.

On remarque qu'il y a une augmentation en profondeur d'orniérage de l'ordre de 17 % pour un BB 0/14 avec fraisât.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 :**

La résistance à l'orniérage d'un GB 0/20 – Classe 04 pour différentes cycles est donnée dans le tableau V.31.

Tableau V.31 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GB.

Nombre de cycles	0	1000	3000	10000	30000
Eprouvette A (Profondeur en %)	0,00	1,73	2,56	3,65	4,99
Eprouvette B (Profondeur en %)	0,00	3,35	4,29	5,53	6,39
Moyenne	**0,00**	**2,54**	**3,43**	**4,59**	**5,69**
Spécifications Profondeur moyen d'orniérage / GB 0/20 – CLASSE 4 ≤ 10%					

La profondeur moyenne d'orniérage d'un GB 0/20 – CLASSE 4 à 30000 cycles est vérifiée selon la norme NF EN 12697-22 **[132]**. Cette profondeur est représentée sur la figure V.74 suivante :

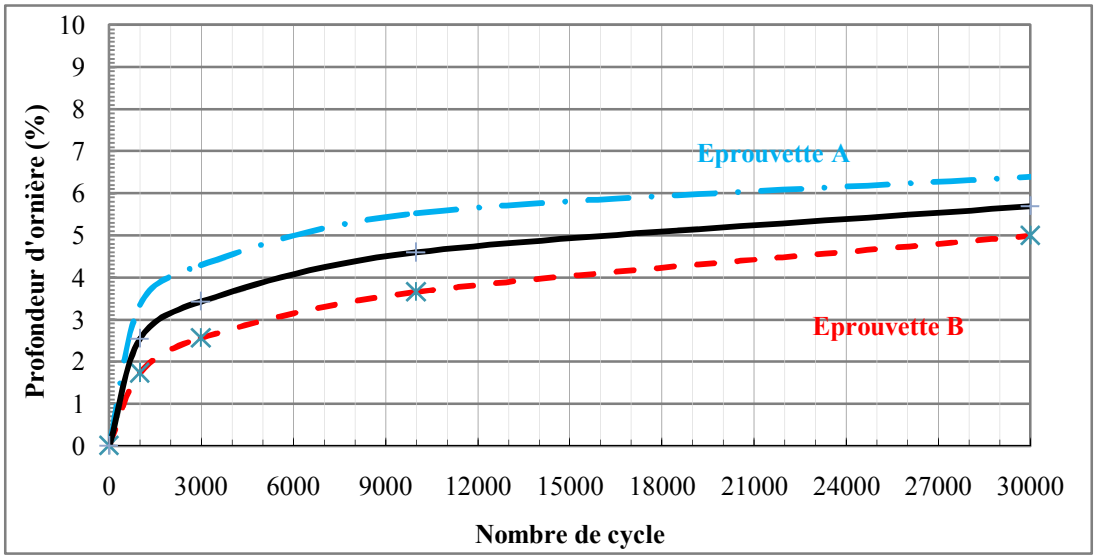


Figure V.74 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GB.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 avec fraisât :**

La résistance à l'orniérage d'un GB 0/20 – Classe 04 avec 10 % de fraisât pour différentes cycles est donnée dans le tableau V.32.

Tableau V.32 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GBF.

Nombre de cycles	0	1000	3000	10000	30000
Eprouvette A (Profondeur en %)	0,00	1,15	2,41	3,97	5,28
Eprouvette B (Profondeur en %)	0,00	1,30	2,39	4,03	5,59
Moyenne	**0,00**	**1,23**	**2,40**	**4,00**	**5,44**
Spécifications Profondeur moyen d'orniérage / GB 0/20 – CLASSE 4				**≤ 10%**	

La profondeur moyenne d'orniérage d'un GB 0/20 – CLASSE 4 avec fraisât à 30000 cycles est vérifiée selon la norme NF EN 12697-22 **[132]**. Cette profondeur est représentée sur la figure V.75 suivante :

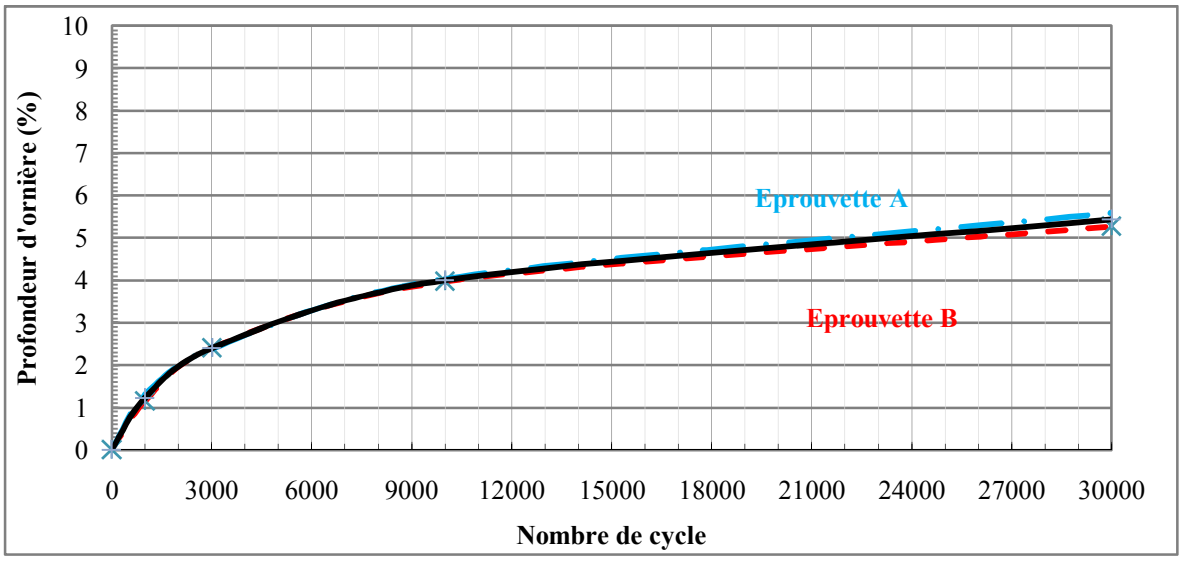


Figure V.75 : Profondeur d'orniérage en fonction du nombre de cycle du GBF.

On remarque qu'il y a une diminution en profondeur d'orniérage de l'ordre de 4,5 % pour un GB 0/20 avec fraisât.

V.9.4 Essai module de rigidité

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 :**

L'essai est fait à une température égale à 15°C, l'éprouvette est de diamètre 100 mm et d'épaisseur 59 mm. Le coefficient de poisson est 0.35 et la déformation ciblée est de 5 mm.

Les résultats trouvés sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.33 : Module de rigidité de l'éprouvette A du BB.

	1A	2A	3A	4A	5A	Moyenne A
Charge de sommet au sommet (kN)	3,22	3,22	3,22	3,23	3,22	3,22
Contrainte horizontale (kPa)	348	347,7	347,9	348,1	347,9	347,9
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4
Temps de montée de charge (ms)	123	123	124	123	123	123
Rigidité mesuré (Mpa)	7688	7663	7691	7696	7671	7682
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**7697**	**7675**	**7670**	**7702**	**7680**	**7685**

Tableau VI.34 : Module de rigidité de l'éprouvette B du BB.

	1B	2B	3B	4B	5B	Moyenne B	Moyenne A et B
Charge de sommet au sommet (kN)	3,21	3,21	3,22	3,21	3,21	3,21	3,22
Contrainte horizontale (kPa)	346,6	346,6	347	346,5	346,3	346,6	347,3
Charge – Facteur de surface	0,61	0,60	0,60	0,60	0,61	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4
Temps de montée de charge (ms)	123	124	124	124	123	124	124
Rigidité mesuré (Mpa)	7701	7658	7640	7661	7684	7669	7675
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**7732**	**7664**	**7646**	**7665**	**7716**	**7685**	**7685**

Au moins 10 impulsions de conditionnement doivent être appliquées pour permettre à l'appareillage de caler la magnitude de la charge et sa durée pour produire la déformation diamétrale horizontale et le temps de chargement visés.

Les différentes impulsions pour calculer le module de rigidité sont données par la figure V.76 suivante :

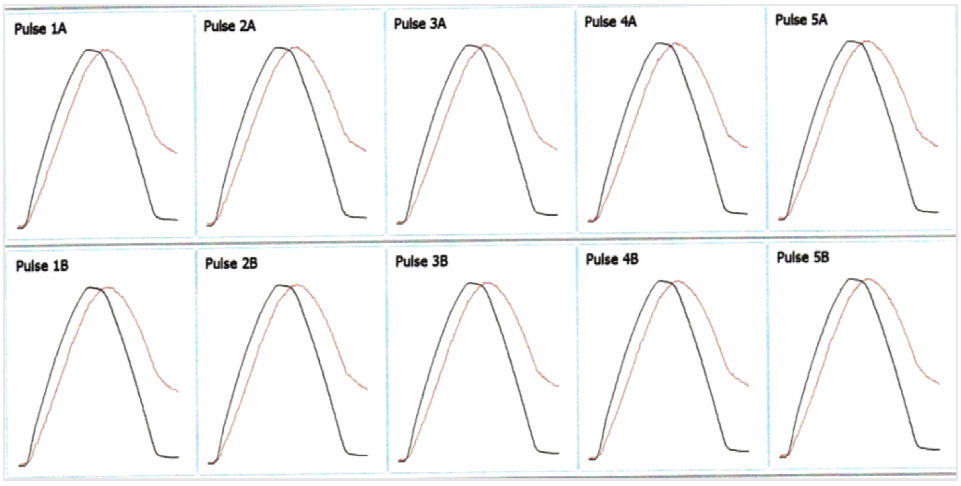


Figure V.76 : Nombre de pulsations pour module de rigidité du BB.

Le module de rigidité d'un BBSG 0/14 – CLASSE 2 doit être supérieur à 7000 MPa donc l'essai est vérifiée selon la norme NF EN 12697-26 **[134]**.

- **Formulation du BBSG 0/14 – Classe 02 avec fraisât :**

L'éprouvette est de diamètre 100 mm et d'épaisseur 61 mm. Le coefficient de poisson est 0.35 et la déformation ciblée est de 5 mm.

Tableau V.35 : Module de rigidité de l'éprouvette A du BBF.

	1A	2A	3A	4A	5A	Moyenne A
Charge de sommet au sommet (kN)	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83
Contrainte horizontale (kPa)	399,5	399,3	399,4	399,3	399,3	399,4
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Temps de montée de charge (ms)	125	125	125	125	125	125
Rigidité mesuré (Mpa)	9418	9417	9356	9365	9373	9386
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**9405**	**9404**	**9343**	**9351**	**9360**	**9373**

Tableau V.36 : Module de rigidité de l'éprouvette B du BBF.

	1B	2B	3B	4B	5B	Moyenne B	Moyenne A et B
Charge de sommet au sommet (kN)	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85	3,84
Contrainte horizontale (kPa)	401,6	401,7	401,8	402	401,8	401,8	400,6
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Temps de montée de charge (ms)	124	124	124	124	123	124	124
Rigidité mesuré (Mpa)	9395	9427	9380	9386	9413	9400	9393
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**9368**	**9402**	**9355**	**9361**	**9423**	**9382**	**9377**

Les différentes impulsions pour calculer le module de rigidité sont données par la figure V.77 suivante :

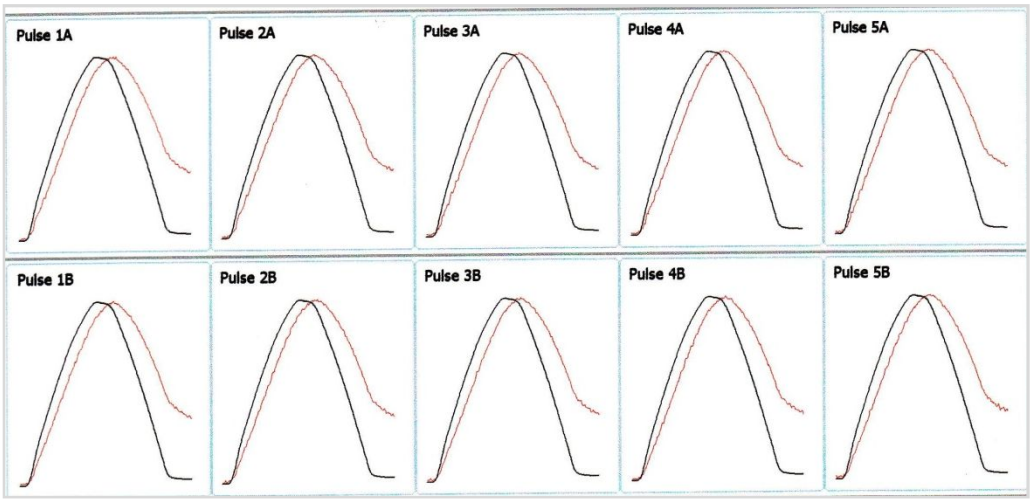


Figure V.77 : Nombre de pulsations pour module de rigidité du BBF.

On remarque qu'il y a une augmentation de 18 % en module de rigidité pour BBSG 0/14 – CLASSE 2 avec 10 % de fraisât. Alors le module de rigidité reste vérifié selon la norme NF EN 12697-26 **[134]**.

- **Formulation du GB 0/20 – Classe 04 :**

L'éprouvette est de diamètre 100 mm et d'épaisseur 63 mm. Le coefficient de poisson est 0.35 et la déformation ciblée est de 5 mm.

Tableau V.37 : Module de rigidité de l'éprouvette A du GB.

	1A	2A	3A	4A	5A	Moyenne A
Charge de sommet au sommet (kN)	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41
Contrainte horizontale (kPa)	445,6	445,6	445,8	445,8	445,6	445,7
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8
Temps de montée de charge (ms)	126	126	126	126	126	126
Rigidité mesuré (Mpa)	11405	11348	33393	11403	11390	11388
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**11395**	**11340**	**11384**	**11394**	**11379**	**11378**

Tableau V.38 : Module de rigidité de l'éprouvette B du GB.

	1B	2B	3B	4B	5B	Moyenne B	Moyenne A et B
Charge de sommet au sommet (kN)	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42	4,41
Contrainte horizontale (kPa)	446,2	446,2	446,4	446,4	446,6	446,4	446
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8
Temps de montée de charge (ms)	125	125	125	125	125	125	125
Rigidité mesuré (Mpa)	11443	11376	11468	11402	11437	11425	11407
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**11444**	**11378**	**11470**	**11403**	**11439**	**11427**	**11403**

Les différentes impulsions pour calculer le module de rigidité sont données par la figure V.78 suivante :

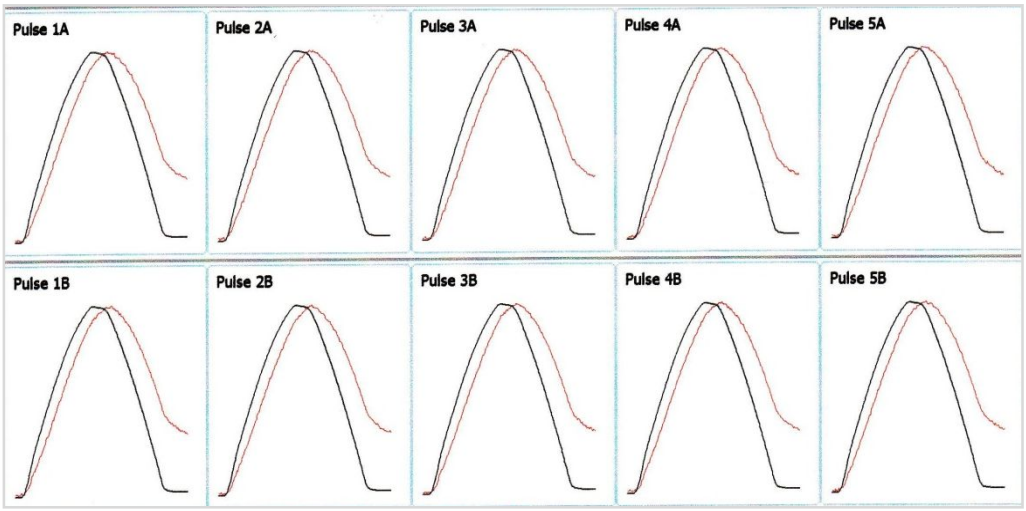


Figure V.78 : Nombre de pulsations pour module de rigidité du GB.

Le module de rigidité d'un GB 0/20 – CLASSE 4 est supérieur à 11000 Mpa donc l'essai est vérifiée selon la norme NF EN 12697-26 **[134]**.

- **<u>Formulation du GB 0/20 – Classe 04 avec fraisât :</u>**

L'éprouvette est de diamètre 100 mm et d'épaisseur 60 mm. Le coefficient de poisson est 0.35 et la déformation ciblée est de 5 mm.

Tableau V.39 : Module de rigidité de l'éprouvette A du GBF.

	1A	2A	3A	4A	5A	Moyenne A
Charge de sommet au sommet (kN)	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52
Contrainte horizontale (kPa)	373,5	373,7	373,4	373,6	373,6	373,6
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Temps de montée de charge (ms)	124	124	124	126	123	124
Rigidité mesuré (Mpa)	8701	8622	8666	8640	8615	8649
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**8697**	**8618**	**8661**	**8625**	**8641**	**8648**

Tableau V.40 : Module de rigidité de l'éprouvette B du GBF.

	1B	2B	3B	4B	5B	Moyenne B	Moyenne A et B
Charge de sommet au sommet (kN)	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52
Contrainte horizontale (kPa)	373,4	373,2	373,4	373,3	373,3	373,3	373,4
Charge – Facteur de surface	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Déformation horizontale (µm)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Temps de montée de charge (ms)	125	127	126	125	126	126	125
Rigidité mesuré (Mpa)	8654	8704	8682	8644	8605	8658	8653
Module de rigidité ajusté (Mpa)	**8671**	**8662**	**8671**	**8663**	**8593**	**8652**	**8650**

Les différentes impulsions pour calculer le module de rigidité sont données par la figure V.79 suivante :

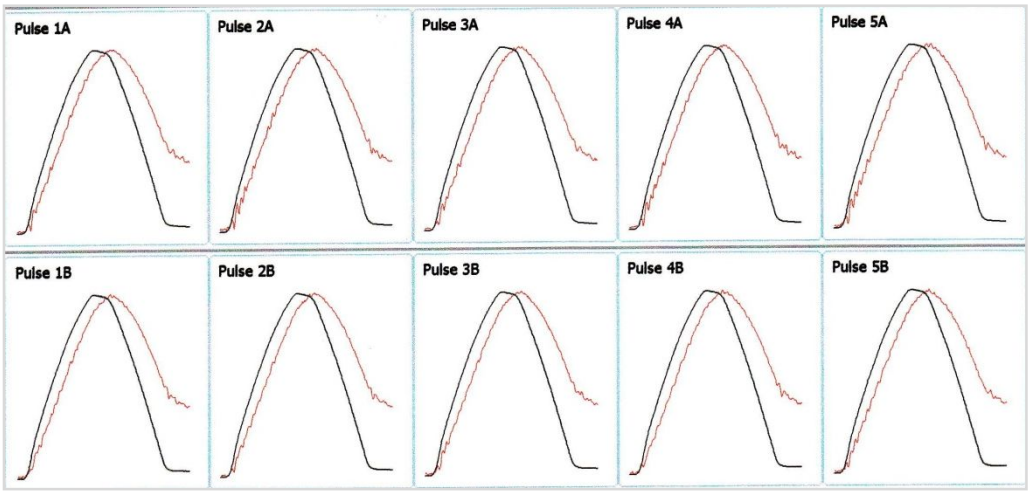


Figure VI.79 : Nombre de pulsations pour module de rigidité du GBF.

On remarque qu'il y a une diminution de 24 % en module de rigidité pour un GB 0/20 – CLASSE 4 avec 10 % de fraisât. Alors le module de rigidité n'est pas vérifié selon la norme NF EN 12697-26 **[134]** ni pour un GB 0/20 – CLASSE 2, 3 et 4. Donc on ne peut pas arriver à un niveau de module de rigidité pour tous les classes du GB avec 10 % de fraisât.

L'addition de granulats de caoutchouc donne un module complexe plus faible, pour cela ces granulats ne changes pas les composants et élastiques du béton bitumineux **[219]**. Mais le remplacement des granulats ordinaires par des granulats de caoutchouc forme un nouveau squelette avec une grande déformation **[220]**.

Les additions minérales tendent à diminuer le module complexe à 160 °C et à 140 °C mais à 120 °C ce paramètre diminue **[213]**.

Les facteurs comme pourcentage des vides, dimensions des agrégats ayant un effet sur le module **[221]**. Les résultats de chaque éprouvette sont donnés par l'annexe E.

Conclusions générales

Conclusions générales

L'objectif de ce travail est de déterminer l'effet de l'incorporation des granulats recyclés bitumineux issu de l'ancien béton bitumineux sur les propriétés à l'état frais et à l'état durci du béton. Un large programme expérimental a été mis sur pied et réalisé, prenant en compte les trois types de bétons (béton courant, béton compacté au rouleau et un béton bitumineux).

La synthèse bibliographique et l'analyse des résultats expérimentaux nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les granulats recyclés présentent un intérêt particulier car leur valorisation permet de résoudre le manque de granulats naturels, de prolonger la durée d'exploitation des carrières existants et en même temps, de réduire les volumes mis en décharges ;
- Jusqu'à présent, les granulats recyclés trouvent des débouchés principalement dans le secteur routier, avec une diversité de valorisation fort limité. L'utilisation des granulats recyclés dans le béton est contrariée non seulement par les normes et réglementations mais aussi par la méfiance des usagers ;
- En Algérie, chaque année, une quantité importante de déchets de béton bitumineux issu du fraisage des routes est générée mais rarement valorisée ;
- Les granulats recyclés bitumineux se distinguent des granulats naturels par la gangue de bitume qui reste attachée aux granulats naturels après fraisage de la route en béton bitumineux. Cette quantité de bitume peut nuire aux performances du béton ;
- Les caractéristiques physiques et mécaniques des granulats recyclés bitumineux sont affaiblies par la quantité de bitume attachée aux granulats mais restent acceptables vis-à-vis la réglementation en vigueur ;
- À cause de la quantité de bitume attaché aux granulats, les granulats recyclés bitumineux sont plus durs et produisent moins de fines après malaxage ;
- les granulats recyclés bitumineux sont moins réguliers que les granulats naturels mais le pourcentage de particules plates est acceptable vis-à-vis son influence sur la fluidité et la compacité du béton recyclé;
- Par rapport aux granulats naturels, les granulats recyclés présentent une chute en masses volumiques absolues et une absorption d'eau importante ;
- Les granulats recyclés issus du fraisage du béton bitumineux se sont révélés beaucoup plus riches en bitume ;
- La densité des bétons recyclés à l'état frais et à l'état durci (C20/30 et BCR) est moins élevée que celle du béton naturel ;
- Par rapport au béton naturel, la résistance à la compression et à la traction du béton recyclé C20/30 et du BCR présente une diminution ;
- Le module d'élasticité lui aussi est faible et diminue pour le béton C20/30 et le BCR ;
- Le béton C20/30 présente une sorptivité plus élevée que celle du béton naturel. Par contre, à cause de la pression de compactage, le béton recyclé BCR présente une sorption identique à celle du béton naturel ;
- Par rapport au béton naturel, le béton C 20/30 recyclés présente un retrait et un gonflement plus élevé, mais qui restent plus faibles pour le BCR recyclé ;

- L’étude d’une formulation d’un béton bitumineux ou d’un grave bitume avec fraisât doit être satisfaite à la spécification de la courbe granulométrique ;
- L’extraction à chaud de l’ancien bitume attaché aux granulats recyclés est une étape importante pour avoir le pourcentage du liant, afin de définir le pourcentage du fraisât à utiliser ;
- Le pourcentage des vides trouvé par l’essai PCG pour le béton bitumineux et pour le grave bitume à base de fraisât diminuent par rapport à une formulation de béton sans fraisât ;
- La tenue à l’eau par l’essai Duriez pour les deux couches du béton bitumineux reste vérifiée selon les recommandations en vigueur ;
- La profondeur d’orniérage augmente lorsqu’on rajoute du fraisât mais reste dans les normes ;
- Le module complexe du béton bitumineux avec fraisât augmente par contre il diminue pour le grave bitume avec fraisât ;

Perspectives

Perspectives

Les observations et analyses que nous avons effectuées dans le cadre de cette recherche pourraient mener à des développements futurs dans le domaine du recyclage des déchets de béton bitumineux et, en particulier, les aspects suivants restent encore à aborder :

- Les granulats recyclés bitumineux peuvent contenir d'autres impuretés collés avec le bitume, qui peuvent influencés sur le développement des résistances mécaniques et la durabilité du béton. Des études sont donc nécessaires pour évaluer le risque que représentent ces impuretés pour le comportement à court et à long terme des bétons à base de ces granulats.
- Des études restent à mener sur d'autres types de bétons (béton prêt à l'emploi, blocs de béton, …etc) à base de granulats recyclés bitumineux et l'optimisation de la composition (utilisation d'autres types de ciment, incorporation de certains types d'adjuvant) afin d'améliorer la résistance et la durabilité du béton recyclé ;
- L'aptitude des méthodes de vieillissement accéléré (diffusion des ions chlorures et gel dégel) appliquées au béton naturel comme indicateurs de durabilité, doit être vérifiée sur des bétons à base de granulats recyclés bitumineux ;
- Il reste à vérifier le comportement à la fatigue des bétons bitumineux et grave bitume à base de ces granulats recyclés ;
- L'aptitude d'augmenter le taux de recyclage de 10 % en granulats recyclés bitumineux dans les mélanges bitumineux vers un taux plus élevé avec une étude de formulation satisfaisante ;
- Afin d'encourager l'utilisation des granulats recyclés bitumineux, des essais à l'échelle industrielle utilisant des granulats issus de fraisage des routes sont indispensables, alors des études technico-économiques restent à faire.

Il convient donc, ici comme ailleurs, de bien connaitre le matériau que l'on utilise. La confection d'un béton de qualité repose sur une connaissance approfondie des propriétés des matériaux qui le composent : les granulats recyclés bitumineux peuvent constituer une alternative économique et écologique intéressante mais nécessitent des précautions élémentaires avant toute utilisation.

Références bibliographiques

[1] INRA Institut National de la Recherche Agronomique, « gestion des déchets » guide pour les établissements publique d'enseignement supérieur ou de recherche, France, Novembre 2002.

[2] Wikipedia : « Déchets de constructions et de démolition ».

[3] Saadani S., « Comportement des bétons à base de granulats recyclés » mémoire magister, Université Mentouri Constantine, Algérie pp.132.

[4] Husson B., Escadeillas G., Carles-Gibergues, A. et Vaquir, A., « Stratégie d'étude des déchets et sous produit : valorisation ou mise en décharge », Revue française de génie civil, vol.2 n° 8, pp.985-997.

[5] Munck-Kampmann B., « Europeen trends in waste generation and waste management», in 'recycling and reuse of waste materiels' proceeding of an international symposium, edited by R. K. Dir, M. D. Newlands and J.E Halliday, published by T.Thelford . London,septembre 2003. pp.1-22.

[6] Programme d'Actions Prioritaires centre d'Activité Régionales, Juin 2004.

[7] Mr. TIRECHE Tayeb et all, RAPPORT PAYS ALGERIE, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, « Observatoire National de l'Environnement et du Développement Durable », Mars 2012.

[8] Article Algérie - 1.000 km de routes seront entretenus en 2012, promet le ministère des Travaux publics. **ÉCRIT PAR ALGERIE PRESSE SERVICE 07 MARS 2012.**

[9] Bruno Marquis, Guy Bergeron, Frédéric Pellerin Frédéric, Marc-André Bérubé et Annick Décréon, « État d'avancement de l'étude sur l'utilisation des matériaux recyclés dans les chaussées », Recueil des communications, 33e Congrès annuel de l'Association québécoise des transports et des routes (AQTR) ,1998.

[10] Bulletin officiel du ministère de l'environnement n° 2000/4., « L'aménagement du territoire et de l'environnement dans les domaines de la chasse **»,** complément de la circulaire DNP n° 98-1 du 3 février 1998 »,20 avril 2000.

[11] BONNOT J., « Le réemploi des matériaux bitumineux », Bulletin de liaison des ponts et chaussées, n° 182, novembre-décembre 1992.

[12] Journal Officiel., « Classification des déchets », Ministère de l'économie, des finances et de l'industrie France 17-03-2002.

[13] MONERON., « Retraitement à chaud des matériaux bitumineux en centrale », « Note d'information SETRA n° 98 » 1997.

[14] LEFORT M., « Retraitement en place à froid des anciennes chaussées avec un liant hydraulique », Note d'information SETRA n° 99, 1997.

[15] Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement., « Guide technique relatif aux installations de stockage de déchets inertes », 20, Avenue de Ségur 75302 Paris 07 SP, avril 2001.

[16] Document setra-lcpc., « Guide technique pour la réalisation des terrassements et couches de forme (GTR) », France, septembre 1992.

[17] Rapport technique - Bâtiments exemplaires, « L'utilisation de granulats issus du recyclage », France décembre 2010.

[18] Etat d'avancement de l'étude sur l'utilisation des matériaux recyclés dans les chaussées, 1998.

[19] Quebaud M., Courtial M. et Buyle-Bodin F., « le recyclage des matériaux de démolition », matériaux et structure, travaux, N° 721, France, juin 1996.

[20] Projet National BaCaRa 1988-1995, « Le béton compacté au rouleau ». Presse ENPC,1996, 20 pages.

[21] N. Pouliot, T. Sedran, F. De Larrard, J. Marchand, « Prédiction de la compacité des bétons

compactés au rouleau à l'aide d'un modèle d'empilement granulaire », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 233, Juillet-Août 2001, REF 4370, pp 23-36.

[22] DELHEZ Pascal, « Formulation d'un béton compacté au rouleau à partir de granulats recyclé pour l'utilisation dans le domaine routier », travail de fin d'étude, pour l'obtention du grade d'ingénieur civil des constructions, Université de Liège 2004.

[23] Gauthier P., Marchand j., « Conception et réalisation de revêtements en béton au rouleau au Québec », Association des Constructeurs de routes et Grands Travaux du Québec, Association Béton Québec, Association canadienne du Québec.

[24] Degeimbre R., « Technologie des bétons », université de Liège, faculté des sciences appliquées, 2ème édition.

[25] C. Jofre, « Emploi du béton compacté dans les chaussées », Comité Technique des Routes en Bétons, Association Internationale Permanente des Congrès de la Route, France, 1993.

[26] P. Gauthier, J. Marchand., « Conception et réalisation de revêtements en béton compacté au rouleau au Québec », L'Association canadienne du ciment (ACC) et l'Association béton Québec (ABQ), Département de génie civil, Université Laval, 135 pages.

[27] Nadia Pouliot.,Thelrry Sedran., Francçois de Larrard., « Bulletin des laboratoires des pontes et des chaussées »,prédiction de la compacité des béton compacté au rouleau à l'aide d'un modèle d'empilement granulaire, juillet aout 2001.

[28] Ouellet E., « Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau », Mémoire de maitrise et science, Québec, 1998.

[29] Cahier des charges type RW 99, clauses administratives et techniques applicables à l'exécution des routes et autoroutes situées en région Wallonne.

[30] Bolle A., « cours d'infrastructures – routes », faculté des sciences appliquées, Université de Liège, 1989.

[31] M. Zdiri, M. Ben Ouezdou, J. Neji., « Les bétons compactés au rouleau à faible dosage en ciment, une solution pour les routes rurales: cas des matériaux de gisements locaux », Revue HTE N°134, Septembre 2006.

[32] Cl. Ployaert., « Les fondations routières liées au ciment : Qualités et applications », bulletin publié par FEBELCEM Fédération de l'Industrie Cimentière Belge.

[33] C.D. Atis, U.K. Sevim, F. Ozcan, C. Bilim, O. Karahan, A.H. Tanrikulu, A. Eksi. « Strength properties of roller compacted concrete containing a non-standard high calcium fly ash », Materials Letters 58, 2004, pp 1446–1450.

[34] C.D. Atis., « Strength properties of high-volume fly ash roller compacted and workable concrete, and influence of curing condition », Cement and Concrete Research 35, 2005, pp1112–1121.

[35] S. Tremblay., « Méthodes de formulation de bétons compactés au rouleau et effet des agents entraîneurs d'air sur la maniabilité », Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 1997, 168 pages.

[36] Adam M. Neville., Propriétés des bétons, Ed. Eyrolles, 1992, 805 pages.

[37] Jofré C., « Emploi du béton compacté dans les chaussées », comité technique des routes en bétons, association internationale permanente des congrès de la routes, France, 1993.

[38] Guerinet M., « Le béton compacté au rouleau », Ecole National des Ponts et Chaussées, Ponts formation édition, 1997.

[39] Abdelghafour SAADI., « Formulation et étude d'un béton de route à base de matériaux locaux », mémoire de magister, spécialité: construction, université Saad Dahlab de blida, 2010.

[40] Bulletin d'information du centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines, Octobre-

Novembre 2002, Canada.

[41] F. De Larrard, T. Sedran, D. Angot et G. Bonnet., « Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Partie 1: fondements théoriques et calibration du modèle », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, 1994.

[42] F. De Larrard, T. Sedran, D. Angot et G. Bonnet., « Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Partie 2: validation. Cas des mélanges confinés », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194,1994.

[43] M. Pigeon, J. Marchand., « The frost resistance of roller compacted concrete », Concrete International vol. 18, no 7, 1996, pp 22-26.

[44] A. Delagrave, J. Marchand, M. Pigeon., « Résistance au gel-dégel du béton compacté au rouleau pour les barrages à base de liant Rolac », Materials and Structures, 1994, pp 26-32.

[45] T. Sedran., « Rhéologie et rhéomètre des bétons : application aux bétons autonivelant ». Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999, 200 p.

[46] T. Sedran, F. De Larrard., « Manuel d'utilisation de René-LCPC V6.1d : logiciel d'optimisation granulaire », 20 pages.

[47] L. Courard, F. Michel, P. Delhez., « Use of concrete road recycled aggregates for Roller Compacted Concrete », Construction and Building Materials n°24, 2010, pp 390–395.

[48] Delhez Pascal., « Formulation d'un béton compacté au rouleau à partir de granulat «recyclé pour l'utilisation dans le domaine routier », mémoire en vue de l'obtention du grade d'ingénieur civil des constructions,2003/2004.

[49] **Debieb Farid.,** « Performance et durabilité du béton à base des granulas recyclé contaminés par des chlorures et les sulfates », thèse présenté en vue d'obtention du diplôme de DOCTORAT en Génie Civil ,23/10/2007.

[50] **M. Zdiri M. Ben Ouezdou., J. Neji ., «** Les bétons compactes au rouleau a faible dosage en ciment, une solution pour les routes rurales: cas des matériaux de gisements locaux », Revue HTE N°134 Septembre 2006.

[51] Ali Mardani –Aghabaglou, kambiz Ramyar., « Mechanical properties of high-volume fly ash roller compacted concrete designed by maximum density method », construction and building materials 38, 2013.

[52] Mahmoud Nili , M.Zaheri., « Deicer salt-scaling resistance of non-air-entrains roller compacts concrete pavements », construction and building materials 25, 2011.

[53] Farshid Vahedifard, Mahmoud Nili,Christopher L.Meehan., « Assessing the effects of supplementary cementitious materials on the performance of low-cement roller compacted concrete pavement », construction and building materials 24,2010.

[54] Nader H. Amer., « Laboratory Evaluation of Fatigue Behavior of Thin Bonded Overlays on Roller Compacted Concrete Pavements », Portland Cement association, Cleveland State University, 2007, 216 pages.

[55] Mohamed A.H. Abdel-Halim, Mohammad A. Al-Omari, Mohamed M. Iskender., « Rehabilitation of the spillway of Sama El-Serhan dam in Jordan, using roller compacted concrete », Engineering Structures 21, 1999, pp 497–506.

[56] Luc Courard, Frédéric Michel,Pascal Delhez., « Use of concrete road recycled aggregates for roller compacted concrete», construction and building materials 24, 2010.

[] Saloua El Euch Khay,Djamel Neji, Amara Loulizi., « Shrinkage properties of compacted sand concrete used in pavements » construction and building materials 24,2010.

[58] M Najimi, J.Sobhani, A.R.Pourkhorshidi., « A comprehensive study on no-slump concrete :from laboratory towards manufactory »; construction and building materials 30,2012.

[59] M. Zdiri, J. Neji, M. Ben Ouezdou, M. El Ouni., « Formulation et simulation des bétons compactés au rouleau: application aux matériaux de gisements locaux », Colloque CMEDIMAT, 2005.

[60] C.D. Atis, U.K. Sevim, F. Ozcan, C. Bilim, O. Karahan, A.H. Tanrikulu, A. Eksi.

Strength properties of roller compacted concrete containing a non-standard high calcium

fly ash, Materials Letters 58, 2004, pp. 1446–1450.

[61] Hisham Y. Qasrawi, Ibrahim M. Asi, H.I. Al-Abdul Wahhab., «Proportioning RCCP mixes under hot weather conditions for a specified tensile strength », Cement and Concrete Research 35, 2005, pp 267–276.

[62] F. Debieb, L. Courard, S. Kenai, R. Degeimbre., « Roller compacted concrete with contaminated recycled aggregates », Construction and Building Materials n°23, 2009, pp 3382–3387.

[63] E. Ouellet., « Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau », Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 1998, pp. 200.

[64] F. de LARRARD and C. F. FERRARIS., « Rhéologie du béton frais remanié. I: plan expérimental et dépouillement des résultats », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 213, pp 73-89, janvier-février, 1998.

[65] F. de LARRARD., « Structures granulaires et formulation des bétons », série Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et chaussées n° OA 34, édité par le LCPC, avril 2000.

[66] T. SEDRAN., « Rheologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivelants », Thèse de l'ENPC, 220 p, Mars, 1999.

[67] SEDRAN T., DE LARRARD F., « RENÉ-LCPC: un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil », Journées des Sciences de l'Ingénieur, presqu'île de Giens, 4-7 octobre 94.

[68] F. de LARRARD and C. F. FERRARIS., « Rhéologie du béton frais remanié. II: relations entre composition et paramètres rhéologiques », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 214, pp 69-79, mars-avril, 1998.

[69] NF P 18-554, Normes AFNOR., « Granulats – Mesure des masses volumique, de la porosité du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et caillou », décembre 1990.

[70] NF P 18-555, Normes AFNOR., « Granulats – Mesures des masses volumique, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables » Décembre 1990.

[71] ASTM C188, «Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement », 2014.

[72] NF P 15-476, Normes AFNOR., « Méthodes d'essais des ciments-Détermination de la finesse », Aout 1990.

[73] Guide technique, SETRA, LCPC, conception et dimensionnement des structures de chaussée, décembre 1994.

[74] Directive de la direction des routes, réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques, diffusée par le LCPC et SETRA, annexe 6, juin 1983.

[75] Professeur Luc COURARD., « Constructions : matériaux et pathologies », université de Liège, Faculté des sciences appliquées, Département argenco, Secteur gemme – matériaux de construction.

[76] Cahier des prescriptions spéciales, applicable à l'entretien des routes nationales, ministère des travaux publics, direction de l'exploitation et de l'entretien routiers, Algérie, 2006.

[77] NF EN 1426, « Bitumes et liants bitumineux - Détermination de la pénétrabilité à l'aiguille », Juin 2007.

[78] Maachou abderrahmane and Iress houcine., « Optimisation de la formulation des mélanges bitumineux à base d'agrégats locaux, Région de Médéa », Mémoire de Master, option : Matériaux et construction, Université Dr.Yahia Farés de Médéa, 2011.

[79] NF T 65-011, « Liants hydrocarbonés - Émulsions de bitume - Spécifications », Octobre 1984.

[80] Essai Marshall, SN EN 12697-34, Campus Scientifique et Technique (CST), COLAS, 2006.

[81] P18-553, Granulats, Préparation d´un échantillon pour essai, Septembre 1990.

[82] J.H. COLOMBEL and B. BEUX., « Etude d'un grave traité au Stabicol 50 », Procédé Colas, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen, juillet 1982.

[83] NF P 18-452, Bétons. Mesure du temps d'écoulement des bétons et mortiers aux maniabilimètre, mai 1988.

[84] NF EN 480-2, Adjuvants béton, mortiers et coulis. Méthodes d'essais. Partie 2 : détermination du temps de prise, novembre 1996.

[85] Vincent Mathias., Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'université de Nantes - école doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil « Recyclage des fraisât d'enrobés dans les bétons hydrauliques routiers», Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2005.

[86] C. de la ROCHE, « Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux », Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, 1996.

[87] A. M. NEVILLE., Properties of concrete, 3rd edition, Longman Scientific & Technical, 1981.

[88] J. BARON., « La fatigue du béton hydraulique, dans le béton hydraulique », Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1982.

[89] J. W. MURDOCK., « The mechanism of fatigue failure in concrete », Ph.D. Thesis, University of Illinois, 1960, p. 131.

[90] NF P 98-233-1, Essais relatifs aux chaussées, « Détermination du comportement en fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques ». Partie 1 : essai par flexion à amplitude de contrainte constante, avril 1994.

[91] Guide Technique, SETRA, LCPC, Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée, décembre 1994.

[92] F. W. KLAIBER., D-Y. LEE, « The effects of air-content, water – cement ratio, and aggregate type on the flexural fatigue strength of plain concrete », Fatigue of Concrete Structures, Publication SP-75, American Concrete Institute, Detroit, 1982, pp. 111-131.

[93] NF P 98-233, « »,.

[94] Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille, Comptes-rendus d'essais non publiés, communication personnelle.

[95] C. de la ROCHE., « Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux », Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 1996.

[96] T. LEMARIGNIER., « Fissuration des chaussées en béton armé continu au jeune âge », Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.

[97] Fiche technique : « Ciment MATINE CEM II/A 42.5 », Alger 2009.

[98] NA 442, Normes Algérienne : « Ciment - Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants », 1994, 2000.

[99] NFP 18-303, Normes AFNOR : « Eau de gâchage pour béton », Aout 1990.

[100] NF P 18-541, « granulats pour bétons hydrauliques », 1994.

[101] BS 812-100, « Testing aggregates-General requirements for apparatus and calibration », Norme Anglaise, 1990.

[102] NF P 18-560, Granulats, Analyse granulométrique par tamisage, Septembre 1990.

[103] NF P 18-598, Granulats, Equivalent de sable, Octobre 1991.

[104] NF P 18-591, Granulats, Détermination de la propreté superficielle, Septembre 1990.

[105] NF P 18-573, Granulats, Essai Los Angeles, Décembre 1990.

[106] T66-008, Bitumes et liants bitumineux, Détermination de la température de ramollissement, Méthode Bille et Anneau, Janvier 2000.

[107] NF T60-118, « Produits pétroliers - Détermination des points d'éclair et de feu », mars 1987.

[108] NF T 66 – 007, « Détermination De La Densité Relative Des Produits Bitumineux - Méthode Du Pycnomètre », 1957.

[109] NF EN 13303, « Bitumes et liants bitumineux - Détermination de la perte de masse au chauffage des bitumes industriels », Août 2009.

[110] Dreux. G et Festa. J., « Nouveau guide du béton », 8ème édition, Eyrolles, Paris, 1998,409 pages.

[111] Pigeon M. and Marchand J., « Frost resistance of roller compacted concrete », concrete international, July 1996, pp. 22-26.

[112] Delhez P., « Formulation d'un béton compacté au rouleau à partir de granulats recyclés pour l'utilisation dans le domaine routier », travail de fin d'étude de l'université de Liège, Belgique, 2003.

[113] NF T 66-001, « Détermination de la teneur en bitume des poudres d'asphalte naturel et des asphaltes coulés par la méthode « Kumagawa asphalte », mai 1958.

[114] Techniques routières, Recyclage des enrobés, Centre de Formation Continue SYLVAIN JOYEUX, 19300 EGLETONS, 2009.

[115] NF P 18-452, Bétons, Mesure du temps d'écoulement des bétons et mortiers aux maniabilimètre, Mai 1988.

[116] NF P 18-451, Béton, Essai d'affaissement, décembre 1981.

[117] NF P 18-440, Essai pour béton frais, Partie 6 : Masse volumique, Décembre 1999.

[118] NF P 18-443, Essai pour béton frais, Partie 7 : Teneur en air - Méthode de la compressibilité, Mars 2001.

[119] NF P 18-435, Essai pour béton durci, partie 7 : masse volumique du béton, Septembre 2001.

[120] NF P 18-438, Essai pour béton durci, partie 2 : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance, Octobre 2001.

[121] NF P 18-407, Béton, Essai de flexion, Décembre 1981.

[122] NA 437, Béton, Détermination du module d'élasticité statique en compression, 1992.

[123] NF P 18-427, Béton, Détermination des variations dimensionnelles entre deux faces opposées d'éprouvettes de béton durci, Décembre 1996.

[124] NBN EN 13057, « Produits et systèmes pour la réparation des structures en béton- Méthodes d'essai – Détermination de l'absorption capillaire », norme belge, 2002.

[125] NF P 18-417, Béton, Mesure de la dureté de surface par rebondissement à l'aide d'un scléromètre, Décembre 1989.

[126] NF P 18-418, Béton, Auscultation sonique, Mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton, Décembre 1989.

[127] NF P 18-438, Essai pour béton durci, Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance, Octobre 2001.

[128] NF P 18-408, Bétons, Essai de fendage, Décembre 1981.

[129] NF EN 12697-31, Mélanges bitumineux, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 31 : Confection d'éprouvettes à la presse à compactage giratoire, Août 2007.

[130] NF P 98 – 251 – 1, Mélanges bitumineux, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Confection d'éprouvettes destinés à l'essai Duriez (tenue à l'eau), Août 2007.

[131] NF P 98-250-1, Enrobés hydrocarbonés, Couches de roulement et couches de liaison : Bétons bitumineux semi-grenus (BBSG) (Définition - Classification - Caractéristiques - Fabrication - Mise en œuvre), Novembre 1999.

[132] NF EN 12697-22, Mélanges bitumineux, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 22 : Essai d'orniérage, Septembre 2007.

[133] NF EN 12697-33+A1, Mélanges bitumineux, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 33 : Confection d'éprouvettes au compacteur de plaque, Septembre 2007.

[134] NF EN 12697-26, Mélanges bitumineux, Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, Partie 26 : Module de rigidité, Décembre 2004.

[135] Katz A., « Propriété of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete », Cement and Concrete Research, 33, 2003, pp.703-711.

[136] Coquillat G., « Recyclage des matériaux de démolition dans la confection des bétons », Annales de l'ITBTP, N° 428, France, Octobre 1984, pp.63-71.

[137] DUPAIN.R et all, « Granulats, sols, ciment et béton : Caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire » ,2eme édition CASTEILLA, Paris ,2000.

[138] Monalisa Behera, S.K. Bhattacharyya, A.K. Minocha, R. Deoliya, S. Maiti., « Recycled aggregate from C&D waste & its use in concrete – A breakthrough towards sustainability in construction sector: A review », Construction and Building Materials 68 (2014) 501–516.

[139] Hasen T.C., « Recycling of demolished concrete and masonry », RILEM Report 06, Published by E and FN Spon, London, 1992.

[140] Debieb F., « Valorisation des déchets de briques et béton de démolition comme agrégats de béton », Thèse de Magister de l'université de Blida, Algérie, Novembre 1999.

[141] Gomez-Sobéron J. M. V.., « Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate – An experimental study », Cement and Concrete Research, 32, 2002, pp.1301-1311.

[142] Sagoe – Centsil K. K., Brown T. and Taylor A. H., « performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate », Cement and Concrete Research, 31, 2001, pp.707-712.

[143] Rahal K., « Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate », Building and Environment, 42, 2007, pp.407-415.

[144] Poon C. S. and Chan D, « Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay brick as unbound road sub-base », Construction and Building Materials, Volume 20, Issue 8, 2006, pp.569-577.

[145] kenai S, Debieb F. and Azzouz L., « Mechanical properties and durability of concrete made with coarse and fine recycled aggregates», in « Sustainable Concrete Construction », Edited by R. K. Dir, T. D. Duer and J. E. Halliday, Published bu T. Thelford. London, Sept.2002, pp.383-392.

[146] Debieb F. and kenai S., « The use of fine and coarse crushed bricks as aggregats in concrete », Construction and Building Materials, Elsevier, 2007 (Article In Press).

[147] Fumoto T. and Yamada M, « Strength and durability of concrete used recycled aggregate », Proceeding of ConMat 05, Vancouver, 2005.

[148] Hadjieva-Zaharieva R., « Durabilité des bétons à base de granulats recyclés », Thèse de doctorat de l'Université d'Artois, France, déc 1998.

[149] PTV-406 version 2 : Prescriptions techniques pour l'utilisation des granulats recyclés, « GRANULATS RECYCLES », document COPRO, PTV 406 version 2.0 du 14-10-2003, Belgique, 16 pages.

[150] Topçu I. B. and Sengel S., : « Properties of concrete produced with waste concrete aggregate », cement and Concrete Research, 34, 2004,pp.1307-1312.

[151] Li J, Xiao H, Zhou Y, « Influence of coating recycled aggregate surface with pozzolanic powder on properties of recycled aggregate concrete », Constr Build Mater 23(3), 2009, pp 1287–1291

[152] Limbachiya M, Meddah MS, Ouchagour Y, « Use of recycled concrete aggregate in fly-ash concrete », Constr Build Mater 27(1), 2012, pp 439–449.

[153] Rao CM, Bhattacharyya SK, Barai SV, « Influence of field recycled aggregate on properties of concrete », Mater Struct 44(1), 2011, pp 205–220.

[154] Yang J, Du Q, Bao Y, « Concrete with recycled concrete aggregate and crushed clay bricks », Constr Build Mater 25(4), 2011, pp 1935–1945.

[155] Khatib JM, « Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate », Cem Concr Res 35(4), 2005, pp 763–769.

[156] Yaprak H, Aruntas HY, Demir I, Simsek O, Durmus D, « Effects of the fine recycled concrete aggregates on the concrete properties », Int J Phys Sci 6(10),2011, pp 2455–2461.

[157] Zega CJ, Di Miao AA, « Use of recycled fine aggregate in concretes with durable requirements », Waste Manage 31(11), 2011, pp 2336–2340.

[158] Pereira P, Evangelista L, de Brito J, « The effect of superplasticizers on the workability and compressive strength of concrete made with fine recycled concrete aggregates », Constr Build Mater 28(1),2012, pp 722–729.

[159] Tori I., kawamura M., Takemoto K. and Hasaba S., « Applicability of recycled concrete aggregate as an aggregate for concrete pavement », Transaction of the Japan concrete institute, Vol. 6, 1984, pp. 133-140.

[160] Ravindraradjah R. S. and Tam C. T., « Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregates », Magazine of Concrete research, Vol. 37, N° 130, March 1985, pp. 29-38.

[161] Ravindraradjah R. Loo Y.H. and Tam C. T., « Recycled concrete as fine and coarse aggregate in concrete», Magazine of Concrete research, Vol. 39, 1987, pp. 214-220.

[162] Isabelle Pilon et Mario Laquerre, Guide d'information, « Sur le recyclage des matériaux secs », RECYC-QUÉBEC, 1999. pp.27-30.

[163] Zaharieva R., Byle-Bodin F., skoczylas F. and Wirquin E., « Assessment of the 4 surface permeation properties of recycled aggregate concrete », cement and Concrete Research, 25, 2003, pp.223-232.

[164] Topçu IB, Sengel S, « Properties of concretes produced with waste concrete aggregate », Cem Concr Res 34(8), 2004, pp 1307–1312.

[165] Chen H-J, Yen T, Chen K-H, « Use of building rubbles as recycled aggregates », Cem Concr Res 33(1), 2003, pp 125–132.

[166] Quellet E., « Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau », Mémoire de maitrise ès science de l'université Laval, Canada, 1998.

[167] De Brito J, Alves F, « Concrete with recycled aggregates: the Portuguese experimental research », Mater Struct 43(1), 2008, pp 35–51.

[168] Robles R, **De Brito J,** « Recycled aggregate concretes methodology for estimating its long term properties », Indian J Eng Mater Sci 17(6), 2010, pp 449–462.

[169] Corinaldesi V, Moriconi G, « Influence of mineral additions on the performance of 100 % recycled aggregate concrete », Constr Build Mater 23(8), 2009, pp 2869–2876.

[170] Zaharieva R., Byle-Bodin F and Wirquin E., : « Frost resistance of recycled aggregate concret », Cement and Concrete research, 34, 2004, pp. 1927-1932.

[171] Kheder G.F and Al-Windawi S. A., : « Variation in mechanical properties of natuel and recycled aggregate concrete as related to the strength of their binding mortar », Materials and Structures, 38, 2005, pp. 701-709.

[172] Nagataki S, Gokce A, Saeki T, Hisada M, « Assessment of recycling process induced damage sensitivity of recycled concrete aggregates », Cem Concr Res 34(6), 2004, pp 965–971.

[173] Etxeberria M, Vazquez E, Mari A, Barra M, « Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete ». Cem Concr, Res 37(5), 2007, pp 735–7420.

[174] Gonzalez-Fonteboa B, Martinez-Abella F, Eiras-Lopez J, Seara-Paz S, « Effect of recycled coarse aggregate on damage of recycled concrete », Mater Struct 44(10), 2011, pp 1759–1770

[175] Thangchirapat W, Buranasing R, Jaturapitakkul C, Chindaprasirt P, « Influence of rice husk– bark ash on mechanical properties of concrete containing high amount of recycled aggregates », Constr Build Mater 22(8), 2008, pp 1812–1819.

[176] Corinaldesi V, « Structural concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate: from investigation to design, advances in civil engineering », vol. 2011, Article ID 283984, p 6.

[177] Safiuddin M, Alengaram UJ, Salam MA, Jumaat MZ, Jaafar FF, Saad HB, « Properties of high-workability concrete with recycled concrete aggregate », Mater Res 14(2), 2011, pp 248–255.

[178] Topçu IB, Sengel S, (2004) Properties of concretes produced with waste concrete aggregate. Cem Concr Res 34(8):1307–1312.

[179] Rao CM, Bhattacharyya SK, Barai SV, (2011) Influence of field recycled aggregate on properties of concrete. Mater Struct 44(1):205–220.

[180] Zega CJ, Di Miao AA, (2009) Recycled concrete made with different natural coarse aggregates exposed to high temperature. Constr Build Mater 23(5):2047–2052.

[181] Kwan WH, Ramli M, Kam KJ, Sulieman MZ, (2012) Influence of the amount of recycled coarse aggregate in concrete design and durability properties. Constr Build Mater 26(1):565–573.

[182] Tu T-Y, Chen Y–Y, Hwang C-L, (2006) Properties of HPC with recycled aggregates. Cem Concr Res 36(5):943–950.

[183] Kou S, Poon C, Etxeberria M, (2011a) Influence of recycled aggregate on the long term mechanical properties and pore size distribution of concrete, Cement Concr Compos 33(2):286–291.

[184] Kou S, Poon C, « Mechanical properties of 5-year-old concrete prepared with recycled aggregates obtained from three different sources », Mag Concr Res 61(1), 2008, pp 57–64.

[185] Berndt ML, « Properties of sustainable concrete containing fly ash, slag and recycled concrete aggregate », Constr Build Mater 23(7), 2009, pp 2606–2613.

[186] Farid Debieb, Luc Courard, Said Kenai, Robert Degeimbre, « Mechanical and durability properties of concrete using contaminated recycled aggregates», Cement & Concrete Composites, 32, 2010,pp. 421–426.

[187] kenai S, Debieb F. and Azzouz L., « Mechanical properties and durability of concrete made with coarse and fine recycled aggregates», in « Sustainable Concrete Construction », Edited by R. K. Dir, T. D. Duer and J. E. Halliday, Published bu T. Thelford. London, Sept.2002, pp.383-392.

[188] Xiao JZ, Li JB, Zhang C, « On relationships between the mechanical properties of recycled aggregate concrete: an overview », Mater Struct 39(6), 2006, pp 655–664.

[189] Padmini AK, Ramamurthy K, Mathews MS, « Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete », Constr Build Mater 23(2), 2009, pp 829–836.

[190] Fonseca N, de Brito J, Evangelista L, « The influence of curing conditions on the mechanical performance of concrete made with coarse recycled concrete aggregates », Cement Concr Compos 33(6), 2011, pp 637–643.

[191] Gonzalez-Fonteboa B, Martinez-Abella F, Eiras-Lopez J, Seara-Paz S, « Effect of recycled coarse aggregate on damage of recycled concrete », Mater Struct 44(10), 2011, pp 1759–1770.

[192] Evangelista L, de Brito J, « Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates », Cem Concr Compos29(5), 2007, pp 397–401.

[193] Olorunsogo F. T. and Padayachee N., : « Performance of recycled concrete monitored by durability index », Cement and Concrete research, 32, 2002, pp. 179-185.

[194] Grdic ZJ, (2010) Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete, aggregate. Constr Build Mater 24(7):1129–1133.

[195] Soutsos M, Tang K, Millard S, (2011) Use of recycled demolition aggregate in precast products, phase II: concrete paving blocks. Constr Build Mater 25(7):3131–314.

[196] De Brito J, Robles R, (2010) Recycled aggregate concretes methodology for estimating its long term properties. Indian J Eng Mater Sci 17(6):449–462.

[197] Yaprak H, Aruntas HY, Demir I, Simsek O, Durmus D, (2011) Effects of the fine recycled concrete aggregates on the concrete properties. Int J Phys Sci 6(10):2455–2461.

[198] Poon CS, Lam L, (2008) The effect of aggregate-to-cement ratio and types of aggregates on the properties of pre-cast concrete blocks. Cement Concr Compos 30(4):283–289.

[199] Gomes M, de Brito J, (2009) Structural concrete with incorporation of coarse recycled concrete and ceramic aggregates: durability performance. Mater Struct 42(5):663–675.

[200] Mas B, Cladera A, Olmo T, Pitarch F, (2012) Influence of the amount of mixed recycled aggregates on the properties of concrete for non-structural use. Constr Build Mater 27(1):612– 622.

[201] Limbachiya MC, (2010) Recycled aggregate: production, properties and value added sustainable applications. J Wuhan Univ Technol Mater Sci Edition 27(6):1011–1016.

[202] Zaharieva R., Byle-Bodin F., skoczylas F. and Wirquin E., : « Assessment of the 4 surface permeation properties of recycled aggregate concrete », cement and Concrete Research, 25, 2003, pp.223-232.

[203] Kou S, Poon C, (2006) Compressive strength, pore size distribution and chloride-ion penetration of recycled aggregate concrete incorporating class-F fly ash. J Wuhan Univ Technol Mater Sci, Edition 21(4):130–136.

[204] Domingo-Cabo A, Lazaro C, Gayarre FL, Serrano MA, Lopez-Colina C, (2010) Long term deformations by creep and shrinkage in recycled aggregate concrete. Mater Struct 43(8):1147–1160.

[205] Sagoe-Crentsil KK, Brown T, Taylor AH, (2001) Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate. Cem Concr Res 31(5):707–712.

[206] Limbachiya M, Meddah MS, Ouchagour Y, (2012) Use of recycled concrete aggregate in fly-ash concrete. Constr Build Mater 27(1):439–449.

[207] Ravindraradjah R. Loo Y.H. and Tam C. T., : « Recycled concrete as fine and coarse aggregate in concrete», Magazine of Concrete research, Vol. 39, 1987, pp. 214-220.

[208] Guasti Tayeb., « Caractérisation et formulation d'un béton compacte au rouleau a partir de granulats recycles », mémoire de magister, 2008/2009, Médéa, Algérie.

[209] Luc Courard, Frédéric Michel,Pascal Delhez., « Use of concrete road recycled aggregates for roller compacted concrete», construction and building materials 24, 2010.

[210] Diawoye ND1AYE & Aboubakry SALL., « Conception, formulation et mise en œuvre d'un béton compacte au rouleau (BC.R.) Comme revêtement des chaussées » application au tronçon diamniadio-mbour ; projet de fin d'études envide l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception ; 2006/2007.

[211] Abdelaziz Meddah, Miloud Beddar, Abderrahim Bali., «Use of shredded rubber tire aggregates for roller compacted concrete Pavement », Journal of Cleaner Production 72 (2014) 187e192.

[212] M.C. Rubio, F. Moreno, A. Belmonte, A. Menéndez., «Reuse of waste material from decorative quartz solid surfacing in the manufacture of hot bituminous mixes », Construction and Building Materials 24 (2010) 610–618.

[213] Elsa Sanchez-Alonso, Angel Vega-Zamanillo, Daniel Castro-Fresno, Maria DelRio-Prat., « Evaluation of compactability and mechanical properties of bituminous mixes with warm additives », Construction and Building Materials 25 (2011) 2304–2311.

[214] B. Gómez-Meijide, I. Pérez, G. Airey, N. Thom., «Stiffness of cold asphalt mixtures with recycled aggregates from construction and demolition waste », Construction and Building Materials 77 (2015) 168–178.

[215] M. Arabani, A.R. Azarhoosh., «The effect of recycled concrete aggregate and steel slag on the dynamic properties of asphalt mixtures », Construction and Building Materials 35 (2012) 1–7.

[216] Fernando Moreno-Navarro, Miguel Sol,M. Carmen Rubio-Gámez, Antonio Ramírez.,

« Reuse of thermal power plant slag in hot bituminous mixes », Construction and Building Materials 49 (2013) 144–150.

[217] A.R. Pasandín, I. Pérez., «Overview of bituminous mixtures made with recycled concrete aggregates », Construction and Building Materials 74 (2015) 151–161.

[218] Xiang Shu, Baoshan Huang., « Recycling of waste tire rubber in asphalt and Portland cement concrete: An overview », Construction and Building Materials 67 (2014) 217–224.

[219] Yanjun Xie, Liantong Mo, Donglin Su, M.F. Woldekidan, Shaopeng Wu., «Investigation into fundamental properties of bituminous plug expansion joint filling mixtures containing rubber granules »,Construction and Building Materials 47 (2013) 984–989.

[220] Liantong Mo, Donglin Shu, Xun Li, M. Huurman, Shaopeng Wu., «Experimental investigation of bituminous plug expansion joint materials containing high content of crumb rubber powder and granules», Materials and Design 37 (2012) 137–143.

[221] Xing yi zhu, Zhong-xuan Yang, Xing-ming Guo, Wei-qiu Chen., « Modulus prediction of asphalt concrete with imperfect bonding between aggregate–asphalt mastic », Composites: Part B 42 (2011) 1404–1411.

Annexes

Annexe A :
Publication internationnale

Construction and Building Materials 101 (2015) 617–621

Contents lists available at ScienceDirect

Construction and Building Materials

journal homepage: www.elsevier.com/locate/conbuildmat

Assessing the effects of recycled asphalt pavement materials on the performance of roller compacted concrete

Chafika Settari [a], Farid Debieb [a,*], El. Hadj Kadri [b], Othmane Boukendakdji [a]

[a] LME Laboratory, University of Medea, Algeria
[b] L2MGC Laboratory, University of Cergy-Pontoise, France

HIGHLIGHTS

- Recycled asphalt pavement (RAP) materials are used in roller compacted concrete.
- Increasing RAP in roller compacted concrete decreases its density.
- Increasing RAP in roller compacted concrete increases its tensile strength.
- 50% max of RAP materials are recommended to be used in roller compacted concrete.

ARTICLE INFO

Article history:
Received 18 March 2015
Received in revised form 16 August 2015
Accepted 12 October 2015

Keywords:
Concrete
Roller compacted concrete
Recycled asphalt pavement
Bitumen
Road waste

ABSTRACT

In some countries of the world, for economic and environmental reasons, recycled asphalt pavement (RAP) materials comes from old bituminous road pavements are increasingly investigated. In Algeria particularly, a huge quantity of this type of waste is produced every year but rarely quantified and rarely reused. This paper evaluate the effects of various RAP sizes as substitute of coarse and fine natural aggregate (NA) on the mechanical properties and durability of roller compacted concrete (RCC). The RAP and NA materials are characterized and compared. The mechanical properties and durability of RCC with RAP materials are analyzed and compared to the RCC with 100% of NA. The experimental results showed that it is possible to manufacture RCC with a maximum of 50% of RAP materials. In addition to that, it may be more environmentally efficient to valorise this type of waste in concrete, because this helps to remove in general some parts of wastes and protects the environment.

© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

The quantity of waste produced each year in the European community is estimated at 3.0 billion tons of which 40% comes from construction and demolition waste (C&DW); they are composed in major part, of concrete, asphalt and masonry [1,2]. In Algeria particularly, a huge quantity of waste is produced every year but rarely evaluated. The construction industry generates approximately 2.2 million tons per year including 15% of C&DW while other large quantities of waste are coming from old bituminous road pavements but rarely quantified and reused [2,3]. In the environmental consideration and according to the new classification of the waste, the aggregates without bituminous are non-dangerous waste (classification 17 03 02) [2]. The aggregates with coated bituminous waste are considered as admissible in the category of the inert waste [4]. Using RAP materials in RCC has several advantages, like it possible to contribute to the resolution of waste storage problem, the reduction of the environmental pollution, the safeguarding of natural resources, the reduction of construction cost and the increase of supply in sand and gravels. Recent successful studies on the use of recycled aggregates in RCC have been reported in some countries [5–7]. However, they are mainly devoted to experiences with RAP materials as coarse aggregates, only a few of them describe RCC made with the fine fraction or coarse and fine aggregates [8–10]. Therefore, the main objective of this research is to investigate the effects of fine, coarse or both fine and coarse RAP particles on the mechanical performances (compressive strength, tensile strength and elastic modulus) and the durability (characterized by capillary absorption) of RCC mixtures. To achieve these objective, different RCC mixtures with RAP materials are made, analyzed and compared to a referential RCC with 100% of NA.

* Corresponding author.
E-mail addresses: debieb.farid@univ-medea.dz, f_debieb@yahoo.com (F. Debieb).

http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.039
0950-0618/© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.

2. Roller compacted concrete

RCC is a dry mix concrete laid down and compacted like soil. The same constituents than for ordinary concrete are used but cement content is lower (250 kg/m^3) [11] and slump is close to Zero [12] (Fig. 1). Moreover, this type of concrete is rapid setting and especially used in road and dam construction. The RCC is quite economic (low cost production and rapid installation) [13] suitable for covering road ways [13,14].

3. Research program

3.1. Materials and tests

An industrial Portland cement type CEM II 42.5 N from Algeria, with a density of 3100 kg/m^3 and an average compressive strength at 28 days of about 42.5 and 62.5 MPa, was used for all concrete mixtures. Three limestone crushed NA fractions (coarse NG 3/8, NG 8/15 and fine NS 0/3) coming from MontGorno region and three other RAP fractions (coarse RG 4/10, RG 10/14 and fine RS 0/4) coming from bituminous road pavements are used for RCC mixes. RAP materials are used at virgin state (without bitumen extraction). The different tests realized on aggregates and concrete are summarized in Table 1.

3.2. Identification and formulation of the RCC mixtures

3.2.1. Identification of mixtures

Five concrete mixtures were made. Either natural sand, coarse natural aggregates or both were partially replaced (50% and 100%) with RAP Materials. Literary codes identify each mixture in a precise way. RCC$_{G/S}$ indicates the roller compacted concrete with the percentage of substitution in coarse (G) and fine (S) RAP materials:

- **RCC 0/0:** RCC with 100% of coarse and fine NA (reference concrete).
- **RCC 50/50:** RCC containing 50% of coarse and 50% of fine RAP materials.
- **RCC 0/100:** RCC with 100% of fine RAP materials.
- **RCC 100/0:** RCC with 100% of coarse RAP materials.
- **RCC 100/100:** RCC with 100% of coarse and 100% of fine RAP materials.

3.2.2. Optimization of mix by Rene-LCPC software

The optimized granular skeleton of different mixes is given by Rene-LCPC software. The RCC mix is based on the requirements of minimal porosity (Fig. 2) [15] and the water content (W) corresponding to the highest compactness (γ_d) with the modified proctor test procedure (Fig. 3).

After calculating the quantity of efficient water for compaction, an optimal RCC should include the quantity of necessary dough to fill the emptiness of the granular skeleton and to get the wanted workability. The RCC mixing procedure (6 min) used [3] is summarized in Table 2.

At the end of mixing, the concrete is put in two layers in the mould fixed on the vibrating table, vibrating each time during 1 min. Specimens are compacted through an experimental procedure and device [16] developed in the Building Materials Laboratory (LMC) of the University of Liege in Belgium (Fig. 4). The main advantage of this method is the possibility of reuse of the cylinder prepared by compaction (non-destructive technique). This device allowed the optimization of the compactness of RCC by a vibratory compaction energy applied on cylinders to be used for concrete characterization. The compactness is evaluated on samples of about 7.5 kg. A weight of 20 kg is inducing a pressure of 10 kPa during the vibration (150 Hz). The volume of concrete really cast is measured and compactness is deduced from the relation Vsolid/Vtotal. The principle is illustrated in Fig. 4b. This will reduce the pores volume and increases the compactness.

Table 1
Identification of tests realized on aggregates and concrete.

Tests	Specimen (mm)	Standard
Aggregates		
Grain size distribution	–	NF P18-560
Density	–	NF P 18-554
Water absorption	–	NF P 18-555
Sand equivalent	–	NF P 18-598
Los Angeles	–	NF P 18-573
Concrete		
Compressive strength	Cylinder (Φ160× h 320)	NF P 18-455
Tensile strength	Cylinder (Φ160× h 320)	NF P 18-434
Elastic modulus	Cylinder (Φ160× h 320)	NA 437
Capillary absorption	1/2 core (Φ160× h 100)	EN 13057

4. Experimental results and discussions

4.1. Aggregates

4.1.1. Grain size distribution

The grain size distribution of NA and RAP particles used is presented in Fig. 5. Recycled sand (fine particles of RAP) appears coarser than natural sand; it is predominantly composed of small gravel and a small proportion of medium sand. According to Fig. 5, it appears that coarse recycled aggregates may be similar to coarse natural aggregates; this result was confirmed by other researchers [8,16–19].

4.1.2. Properties of aggregates

By visual analysis, we find that the surface of the coarse RAP particles is rough and includes some micro fissures, but it is smooth for natural aggregates. The fine RAP fraction includes a significant amount of fine particles due to crushing gravels



Fig. 1. Zero slump of RCC.

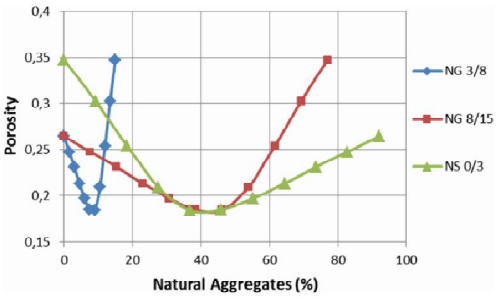


Fig. 2. Variation of the minimal porosity of the reference concrete (RCC 0/0).

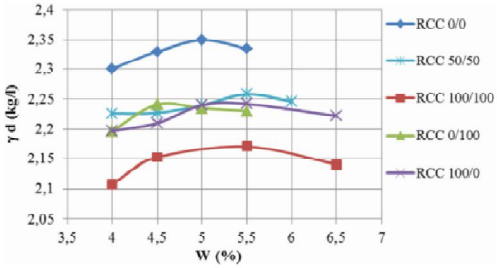


Fig. 3. Modified proctor test results of RCC mixes.

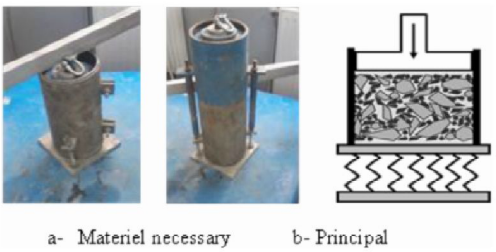


Fig. 4. Vibration weighing test.

after the crushing of the pavement. The different results are shown in Table 3. RAP particles (RS and RG) are lighter and absorb more water compared to natural aggregates (NS and NG). Contrarily, other researchers [8–10] found that RAP particles have lower porosity and water absorption than the natural aggregates. Probably, the decrease in water absorption of RAP materials could be due to the amount of micro fissures attached to coarse RAP fraction and the amount of fine particles attached to fine RAP fraction.

4.2. Hardened concrete properties

4.2.1. Compressive strength

Compressive strengths results of the various mixes are presented in Fig. 6 for ages of 7, 28 and 90 days. Comparatively to the reference concrete (RCC 0/0), it clearly can be noted that the increase in RAP materials content affected negatively the strength values. At twenty days old, the decrease in compressive strength was in the order of 48% for RCC with 100% RAP materials, which is in agreement with the results of other researchers [8,20]. The authors have indicated in their studies that the mechanical properties of concrete decreased with increasing RAP materials content in the mix. If 100% of natural sand was replaced by 100% of fine RAP fraction, the decrease was about 32% and reached up to 55% when 100% of coarse RAP materials are used. The decrease was about 50% when both 50% of coarse and fine RAP materials were used. This decrease in compressive strength could be due to the amount of bitumen attached to RAP particles. Hence, substitution of coarse or both coarse and fine aggregates with RAP materials should be done with caution as it can adversely affect the compressive strength.

4.2.2. Tensile splitting strength

Fig. 7 shows the Tensile splitting strength results of RCC made with and without RAP materials at 7, 28 and 90 days. At twenty days, the tensile strength of RCC with RAP materials does not exceed 1.6 MPa and is stable in the long term (90 days) compared to their reference concrete which is of the order of 2 MPa at 28 days and attained the 3 MPa at 90 days. As it can be seen and similarly of compressive strength, the tensile strength of RCC with 100% of RAP materials decrease about 26% in comparison of their reference concrete (RCC 0/0). According to other results [10,11], the tensile strength found does not exceed 2.5 MPa at 28 days. For Debieb et al. [3], the decrease in tensile strength is approximately 56%.

But for RCC with 50% of both coarse and RAP materials, although we note that there is a temporary amelioration in tensile strength about 23% at age 28 days and decrease after 60 days.

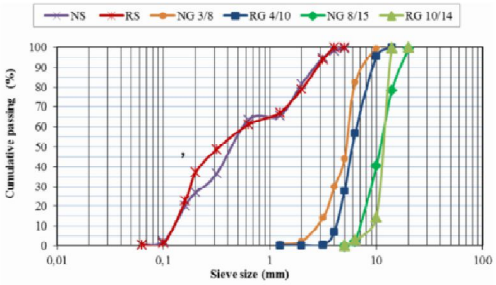
4.2.3. Modulus of elasticity

The modulus of elasticity of concrete varies in the same way as the compressive strength and the results are shown in Fig. 8. This decrease in the modulus of elasticity of RCC with RAP materials around 30% is influenced much more by the amount of RAP materials for only half natural aggregates are replaced by RAP materials, and increases to 44% for a total replacement of RAP materials.

The total replacement of natural sand by fine RAP materials causes a significant loss of about 41% in modulus of elasticity. This decrease reached 53% when 10% of coarse natural aggregates were replaced by coarse RAP materials. This decrease in modulus of elasticity was confirmed by other researchers [3,11] who found an approximate loss of 32%. Contrary to what was thought, the amount of bitumen

Table 2
RCC mixing procedure.

Time	$T_0 - 4'$	$T_0 - 2'$	$T_0 - 1'$	$T_0 + 1'$	$T_0 + 2'$
Additions work	Aggregates mixing	– Rest	Cement mixing	Water mixing	– End



NS: natural sand; RS: recycled bituminous sand; NG: natural gravel; RG: recycled bituminous gravel.

Fig. 5. Grading of natural and recycled aggregates.

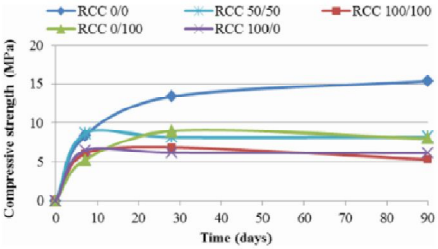


Fig. 6. Compressive strength of RCC mixes.

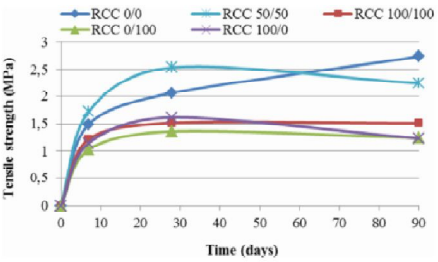


Fig. 7. Tensile splitting strength of RCC mixes.

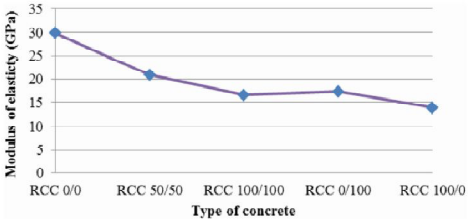


Fig. 8. Modulus of elasticity of RCC mixes.

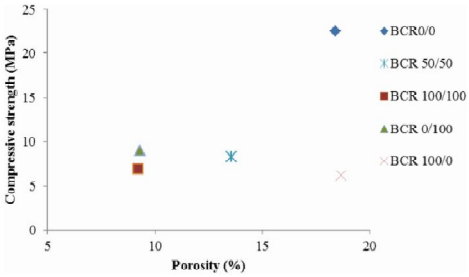


Fig. 9. Relationship between Compressive strength and porosity of RCC mixes.

Table 3
Properties of natural and recycled aggregates.

Properties	NS	RS	NG 3/8	NG 8/15	RG 4/10	RG 10/14
Density (kg/m^3)	2631	1818	2666	2668	2140	2300
Water absorption (%)	0.38	0.91	0.19	0.52	0.99	0.74
Sand equivalent	88.34	76.54	/	/	/	/
Fineness modulus	3.18	3.99	/	/	/	/
Los-Angeles (%)	/	/	27.92	24.60	28.06	27.58

attached to RAP particles does not improve the elasticity of the new concrete up to 28 days of age. This is probably due to the poor adhesion between the cement paste of the new concrete and this amount of bitumen.

4.2.4. Relationship between mechanical properties and porosity

In order to understand the dependence of mechanical properties on porosity of the different RCC with RAP materials and comparatively to the reference concrete, the relationship between the 28 days of compressive strength, tensile strength, modulus of elasticity and porosity of specimens are respectively shown in Figs. 9–11. It can be seen that the mechanical properties of RCC are highly sensitive

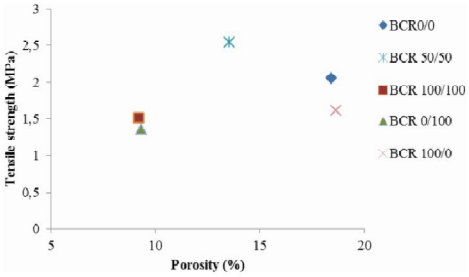


Fig. 10. Relationship between tensile strength and porosity of RCC mixes.

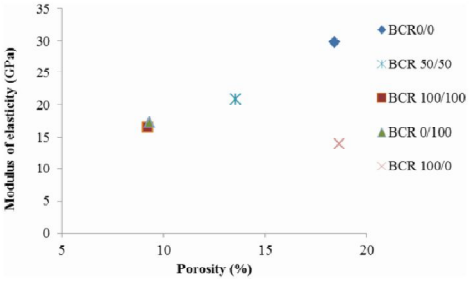


Fig. 11. Relationship between modulus of elasticity and porosity of RCC mixes.

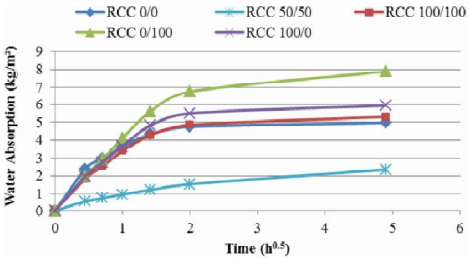


Fig. 12. Water absorption by capillarity of RCC mixes.

to the porosity induced by the increase in RAP materials. This porosity is might be due to the low adhesion between RAP particles and the cement past of a new concrete. Thus, it could be concluded that if RAP materials are added to mix at an optimum content, it will reduce the mix porosity and improve the mechanical properties of RCC mix in general and especially the tensile strength searched for this type of concrete. Based on the obtained results and the above mentioned analysis, it seems that the RCC with 50% of both coarse and fine RAP materials responds positively to this request.

4.2.5. Water absorption by capillarity

The results of water absorption by capillarity of all concretes made which are presented in Fig. 12 are obtained on semi-cylindrical pieces of disks (∅16) in contact with a sheet of 5 mm of water. This water absorption represents effectively the porous state of the first millimeters of the specimen. Indeed, this porosity of the first few millimeters of the specimen is that which governs the penetration of aggressive agents are the preferred paths for the penetration of gas and liquid.

Fig. 12 shows that it is clear that the water absorption process of RCC with RAP materials is similar to that of reference concrete. With the exception of RCC 50/50 concrete, all the other concrete present an increase in absorption of about 20–60% in comparison with the reference concrete. In comparison with Fig. 3 this result confirm the highest compactness of RCC 50/50 concrete. Hence, we can conclude that compaction of the new composite made was significantly affected by the amount of RAP materials added. Olorunsogo and Padayachee [21] found a 29% increase in water absorption of the concrete with 100% of recycled concrete aggregates compared to natural concrete. Contrary, Debieb [22] found a non-significant influence of recycled concrete aggregates on water absorption of RCC.

5. Conclusions

In this study the effects of RAP materials on the properties of RCC were experimentally investigated. Based on the test results and performed analysis the following conclusions can be drawn:

- RAP materials are different from NA because an amount of bitumen attached to the particles and induce lower densities and greater capacity of water absorption.
- Compactness and density of RCC with RAP materials are strongly influenced by the amount of RAP materials.

- Rene-LCPC software reliable method for compactness concrete can be easily be used for the formulation of RCC with RAP materials.
- Decrease in compressive strength at 28 days of age of RCC was about 32.5% and 55% when fine, coarse or both fine and coarse NA are respectively substituted by RAP materials.
- Using fine, coarse or both fine and coarse RAP materials reduced the compressive strength of RCC. However, substituting the 50% of both fine and coarse part resulted in higher splitting strength.
- Mechanical properties and water absorption of RCC are strongly influenced by the amount of bitumen attached to the RAP particles and highly sensitive to the porosity induced.
- Recycling and valorizing RAP materials in RCC may help eliminating some quantities of wastes and at the same time reduce the needs of natural aggregates.

Due to the lower performance of RCC with RAP materials, other waste materials are more adequate for their use as aggregates in RCC. Therefore, the substitution of NA with this type of recycled aggregates should be done with caution and limited to 50% on both fine and coarse aggregates. However, the RCC with RAP materials can be used as sub-base for road pavements or some projects such as: low traffic pavements, rural roads and large areas of pedestrians.

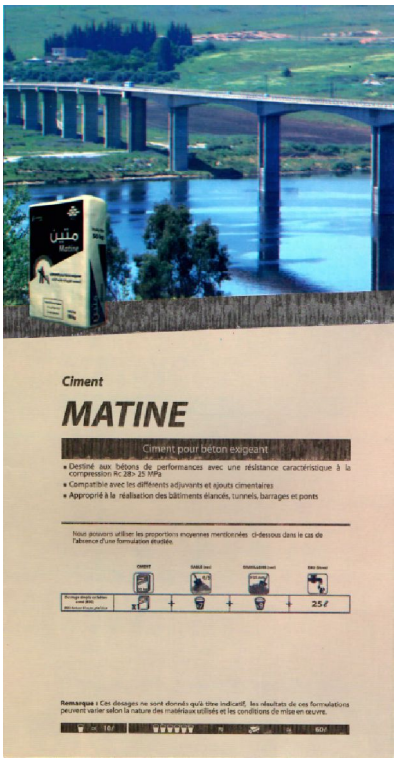
Acknowledgements

The authors are grateful for the support of the Direction of Public Works of Medea (DTP of Medea) and the L2MGC Laboratory of the University of Cergy Pontoise (France).

References

[1] R.V. Silva, J. de Brito, R.K. Dhir, Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition wastes suitable for concrete production, Constr. Build. Mater. 65 (2014) 201–217.
[2] Journal Officiel, Classification des déchets, Ministère de l'économie, des finances et de l'industrie, JO 17-03-2002, France, 2002.
[3] F. Debieb, L. Courard, S. Kenai, R. Degeimbre, Roller compacted concrete with contaminated recycled aggregates, Constr. Build. Mater. 23 (2009) 3382–3387.
[4] Moneron, Retraitement à chaud des matériaux bitumineux en centrale, Note d'information SETRA, 98, 1997.
[5] P. Delhez, Formulation d'un béton compacté au rouleau à partir de granulats recyclés pour l'utilisation dans le domaine routier, Faculté des Sciences Appliquées, University of Liege, Master Thesis, Liege, Belgium, 2004, 125p.
[6] L. Courard, M. Frédéric, P. Delhez, Use of concrete road recycled aggregates for roller compacted concrete, Constr. Build. Mater. 24 (2010) 390–395.
[7] A.R. Pasandin, I. Perez, Overview of bituminous mixtures made with recycled concrete Aggregates, Constr. Build. Mater. 74 (2015) 151–161.
[8] A. Modarres, Z. Hosseini, Mechanical properties of roller compacted concrete containing rice husk ash with original and recycled asphalt pavement material, Mater. Des. 64 (2014) 227–236.
[9] K. Bilodeau, C. Sauzeat, H. Di Benedetto, F. Olard, Roller compacted concrete for road base layer with RAP and steel fibers: viscous properties and description of experimental sites, in: 10th International Conference on Concrete Pavements: Sustainable Solutions to Global Transportation Needs, Quebec, Canada, July 2012.
[10] E. Ferrebee, A. Brand, A. Kachwalla, J. Roesler, D. Gancarz, J. Peforr, Fracture properties of roller-compacted concrete with virgin and recycled aggregates, Transport. Res. Rec.: J. Transport. Res. Board 244 (2014) 128–134.
[11] A. Saadi, Formulation et étude d'un béton de route à base de Matériaux locaux, Civil engineering department, Université of Blida, Master Thesis, Blida, Algeria, 2010.
[12] M. Zdiri, Etude de formulation et de comportement mécanique des Bétons Compactés au Rouleau (BCR): Applications routières – Cas des matériaux de gisements locaux, University of Artois, Ph.D. Thesis, Frensh, 2008.
[13] S. Tremblay, Méthodes de formulation de bétons compactés au rouleau et effet des agents entraîneurs d'air sur la maniabilité, Civil Engineering Department, University of Laval, Master Thesis, Canada, 1997.
[14] E. Ouellet, Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau, University of Laval, Master Thesis, Quebèc, Canada, 1998.
[15] F. de Larrard, Structures granulaires et formulation des bétons, Série Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et chaussées, LCPC, 2000, p. 34.
[16] P. Delhez, X. Willem, F. Michel, L. Courard, Use of concrete recycled aggregates in roller compacted concrete, in: E. Vasquez, Ch.F. Hendriks, G. Hansen (Eds.), Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures – RILEM Barcelona, November 2004, pp. 675–683.
[17] F. Debieb, L. Courard, S. Kenai, R. Degeimbre, Mechanical and durability properties of concrete using contaminated recycled aggregates, Cement Concr. Compos. 32 (2010) 421–426.
[18] I. Tori, M. Kawamura, K. Takemoto, S. Hasaba, Applicability of recycled concrete aggregate as an aggregate for concrete pavement, Transaction of the Japan Concrete Institute, 1984, p. 6.
[19] R.S. Ravindraradjah, C.T. Tam, Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregates, Mag. Concr. Res. 37 (1985) 130.
[20] A. Meddah, M. Beddar, A. Bali, Use of shredded rubber tire aggregates for roller compacted concrete pavement, J. Clean. Prod. 72 (2014) 187–192.
[21] F.T. Olorunsogo, N. Padayachee, Performance of recycled concrete monitored by durability index, Cement Concr. Res. 32 (2) (2002) 179–185.
[22] F. Debieb, Performances et durabilité du béton à base de granulats recyclés contaminés par les chlorures et sulfates, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Houari Boumediene (USTHB) of Algiers, Algeria, 2007.

Annexe B :
Fiche technique - Ciment Matine -



LAFARGE لافارج

MATINE
Ciment pour béton exigeant
CEM II/A 42.5 R NA 442

FICHE TECHNIQUE

MATINE est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, résultat de la mouture du clinker obtenu par cuisson jusqu'à la fusion partielle (clinkérisation) d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile.

Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (CaO) à fonction basique et la silice (SiO_2) à caractère acide. On trouve également l'alumine (Al_2O_3) et le fer (Fe_2O_3). ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500°c. En présence d'eau a lieu la réaction d'hydratation consistant en la formation d'un réseau résistant (propriété hydraulique) constitué principalement de microcristaux de silicates de calcium hydratés.

MATINE présente des performances mécaniques et des caractéristiques physico-chimiques conforment à la norme NA 442, EN 197-1 et à la norme NF P 15-301/94 .

Domaine d'utilisation :

MATINE est utilisé pour tous les projets courants qui nécessitent des hautes résistances mécaniques mais ne présentent pas un besoin spécifique dans les ouvrages en béton qui ne sont pas exposés à des conditions sévères comme l'attaque des sulfates du sol ou de l'eau, ainsi que dans les ouvrages dans lesquels le béton n'est pas affecté par le taux de chaleur d'hydratation du ciment.

Les principales applications de ce ciment sont :

- Secteur habitat (logements et d'autres constructions civiles) :
- Secteur travaux publics (tunnels, ponts, port, aéroport .ect) :
- Secteur hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, stations de désallement,..ect) ;
- Secteur industriel.

Algerian Cement Company (SPA)
33, Rue des Pins. Hydra. Alger, Algérie
Tél.: +213 (0) 21 48 16 65
Fax : +213 (0) 21 48 16 71

LAFARGE لافارج

MATINE
Ciment pour béton exigeant
CEM II/A 42.5 R NA 442

FICHE TECHNIQUE

Analyses et caractérisation

Analyses chimiques

Perte au feu (%), **(NA 5042)**:	7.00 – 9.50
Résidus insolubles (%), **(NA 5042)**:	1.5– 3.0
Teneur en sulfates SO_3 (%), **(NA 5042)**:	2.00 – 2.50
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%) :	1.90 – 2,30
Teneur en chlorures (%), **(NA 5042)**:	0,01 – 0,03

Composition hypothétique du clinker (Bogue)

Silicates tricalciques C_3S (%) :	58.00 – 64.00
Aluminates tricalciques C_3A (%) :	6,0– 8,00

Propriétés physiques

Consistance normale de la pâte de ciment (%) :	25,5 – 28,00
Finesse suivant la méthode de Blaine **(NA 231)**:	4300 – 4 800
Retrait à 28 jours en µm/m	<1 000
Expansion en mm	0,5 – 2.5

Temps de prise à 20°C (NA 230)

Début de prise (min)	120 - 180
Fin de prise (min)	210 - 280

Résistance à la compression (NA 234)

02 jours (Mpa)	> 20
28 jours (Mpa)	≥ 42.5 & 62,5

Algerian Cement Company (SPA)
33, Rue des Pins. Hydra. Alger, Algérie
Tél.: +213 (0) 21 48 16 65
Fax : +213 (0) 21 48 16 71

Annexe C :
Rapport de déchets du béton bitumineux

LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
EPE SPA AU CAPITAL DE 90 000 000, 00DA

ANTENNE DE BLIDA

06 Rue AHMED ZABANA BLIDA
TEL/FAX : 025 41 13 71
Adresse électronique:E-mail lctp @ wissal.dz

- ***CLIENT: EPTRC***
- ***ETUDE : FORMULATION EN BETON BITUMINEUX 0/14***
- ***PROJET: DIVERS A TRAVERS WILAYA: AIN DEFLA / TISSEMSILT/ CHLEF/DJELFA***
- ***DOSSIER: 45 - 05-0028***

SOMMAIRE

I. INTRODUCTION.

II. METHODE D'ESSAIS ET D'ANALYSE.

III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS.

IV. FORMULATION DU BETON BITUMINEUX 0/14.

V. CONCLUSION

ANNEXES.

I-INTRODUCTION :

A la demande de l'EPTRC commande N°1535 datée du 20/04/2005 concernant l'étude des formulations d'enrobé, le LCTP a entrepris une étude de formulation d'enrobé du type «béton bitumineux 0/14 dont les agrégats **8/15, 3/8, 0/3** proviennent de la carrière **ENO OUED FEDDA** .

Les agrégats ont été acheminés au laboratoire de BLIDA par le client.

Selon le bon du commande, cette formulation sera destinée pour différents projets à travers les wilayats suivantes : AIN-DEFLA – TISSEMSILT- CHLEF-DJELFA.

Toute fois nous vous signalons que lors de la mise en œuvre toutes les formulations seront vérifiées par des essais physico-mécaniques et complétées par des planches d'essai.

Le présent rapport regroupe tous les résultats des essais d'identification des matériaux, et le liant utilisé ainsi que les performance mécaniques de l'enrobé.

II-METHODE D'ESSAI ET D'ANALYSE :

- **Sur granulats :**

1- Essai analyse granulométriques **NFP 18-560.**
2- Essai poids spécifiques **NFP 18-554/NFP 18-555.**
3- Essai LOS ANGELES **NFP 18-573.**
4- Essai MICRO DEVAL HUMIDE **NFP 18-572.**
5- Essai coefficient d'aplatissement **NFP 18-561.**
6- Essai propreté superficielle **NFP 18-598.**
7- Essai équivalent de sable **NFP 18-598.**

- **Sur Liant :**

1- Pénétrabilité à 25 °C **NF EN 1426.**
2- Point de ramollissement **NFT 66-008.**
3- Densité relative à 25°C **NFT 66-007.**
4- Point de flamme **NFT 60-011.**

- **Sur enrobé Béton bitumineux 0/14 :**

1- Essai DURIEZ NORMAL **NFP-98-251-1.**
2- Essai MARSHALL **NA-5227.**

III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS :

1-Analyse granulométrique NF P18-560:

L'analyse granulométrique par tamisage a donné les résultats ci après (voir courbes en ANNEXES).

Tamis mm	20	16	12.5	10	8	6.3	5	4	2	1	0.5	0.4	0.315	0.2	0.1	0.08
8/15	99.6	95.97	64.1	24.7	4.77	0.73	0.53	0.53	0.50	0.50	0.47	0.47	0.47	0.43	0.40	0.37
3/8	100	100	100	100	94.5	56.6	39.5	16.0	1.35	0.90	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.80
0/3	100	100	100	100	100	100	100	97.2	68.8	44.3	28.1	25.6	22.7	18.9	15.6	14.3

Les résultats obtenus confirment que les fractions 8/15, 3/8 et 0/3 correspondent respectivement à leurs classes granulaires.

2 - Poids spécifique NFP 18-554 / NFP 18-555

Fractions	8/15	3/8	0/3
Poids spécifiques (g/cm3).	2.63	2.63	2.57

Les valeurs obtenues caractérisent des granulats denses.

REMARQUES :

Les résultats ci-dessous sont compares par rapport aux recommandation « **S E T R A** » (Service d'Etudes Technique des Routes et Autoroutes) et « **L C P C** » (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

- **Essai LOS – ANGELES NF P-18-573:**

FRACTIONS	Résultats L .A (En %)
8/15	24.54%
3/8	22.64%

Les valeurs trouvées sont correctes.

- **Essai Micro Deval humide NF P-18-572:**

FRACTIONS	Résultats M.D.E (En %)
8/15	13%
3/8	22%

Les valeurs obtenues sont dans l'ensemble satisfaisantes.

- **Essai Propreté Superficielle NF P-18-591:**

FRACTIONS	Résultats Propreté En %
8/15	0.18%
3/8	0.47%

Les valeurs obtenues montrent que les granulats 8/15 et 3/8 sont propres.

Essai Coefficient d'aplatissement NF P-18-561:

FRACTIONS	Coefficient d'aplatissement %
8/15	23.36%
3/8	41.25%

Les résultats trouvés sont dans l'ensembles acceptables, biens que la valeur du coefficient d'aplatissement de la fraction 3/8 semble légèrement supérieure aux spécifications en vigueur.

- **Essai Equivalent de sable NF P-18-598: E.S**

FRACTIONS	Résultats ES En %
0/3	31.77%

La teneur en fine est de : 14.30 %.

La valeur de l'équivalent de sable est acceptable bien que les spécifications préconisent un E.S > à 40 %, Pour une teneur en fines comprise entre (12 à 15) %.

- **IDENTIFICATION DU LIANT :**

Les caractéristiques du bitume utilisé sont comme suit :

- Pénétrabilité au 1/10mm, 100gr, 5s ---------- 47 / spécification 40 à 50 au 1/10 mm
- Température de ramollissement (B&A) ------- 54 °C / spécification 47 à 60 °C
- Densité relative à 25°C ---------- 1.02 / spécification 1.00 à 1.10
- Point de flamme en °C ---------- 298 / spécification > 250

Les résultats confirment un bitume routier de la classe 40/50.

IV. FORMULATION EN BETON BETUMINEUX 0/14:

- **Mélange Béton Bitumineux 0/14 :**

La composition granulométrique, d'un béton bitumineux 0/14 est obtenue à partir de trois fractions 8/15-3/8-0/3, et ce mélange granulaire s'insère dans le fuseau de référence (SETRE-LCPC) d'un béton bitumineux 0/14 destiné pour une couche de roulement (voir la courbe ANNEXES).

- **Teneur en liant hydrocarboné :**

La teneur en liant à retenir pour la formulation d'enrobé sera définie à partir d'une étude de laboratoire. Cette étude portera sur quatre teneurs en liant, a testées en utilisant la formule suivante :

La teneur en liant $= \alpha \times K \times \sqrt[5]{\Sigma}$

$\alpha = \gamma s / \gamma s'$

γs : Constante pour une densité moyenne des grains qui de 2.65 g/cm³.

$\alpha = 2.65 /$ masse volumique du granulat.

K : module de richesse

Σ : Surface spécifique conventionnelle = (0.25 G + 2.30 S + 12 s + 135 f) / 100

Avec G % de refus supérieur ou égal à 6.3 mm
S % compris entre 0.315 mm et 6.3 mm
s % compris entre 0.08 mm et 0.315 mm
f % de passant à 0.08 mm

Surface spécifique obtenue en m² / Kg est de : 10.789.

- **Résultats de l'expérimentation :**

Laboratoire a retenu les mélanges granulaires ci dessous vu qu'ils s'insèrent dans le fuseau de référence (**SETRA-LCPC**) et les pourcentages du liant calculés à partir des modules de richesses présenter dans les tableaux suivants :

Fraction	% Pondéral
8/15	30%
3/8	25%
0/3	45%

Formule	K	%L
A	3.45	5.65%
B	3.60	5.90%
C	3.75	6.14%
D	3.90	6.39%

- **PERFORMANCES MECANIQUES DU BETON BITUMINEUX 0/14**
- **ESSAI DURIEZ NORMAL NFP-98-251-1 :**

Désignations	RESULTATS OBTENUS AU LABORATOIRE				Spécifications SETRA LCPC
	A	B	C	D	
Module de richesse	3.45	3.60	3.75	3.90	***
Teneur en liant %	5.65	5.90	6.14	6.39	***
Densité théorique	2.36	2.37	2.38	2.37	***
Densité apparente	2.25	2.26	2.27	2.27	***
Compacité en %	95.34	95.36	95.37	95.78	92 à 96
Résis 7/ j air à 18°C (bars)	69.50	70.00	71.00	72.00	Min 70 bars
Résis 7 /j imm. à 18°C (bars)	53.00	54.00	54.50	55.00	
Rapport Imm. /Comp	0.76	0.77	0.767	0.76	> 0.75

- **ESSAI MARSHALL NA- 5227**

Désignations	RESULTATS OBTENUS AU LABORATOIRE				Spécifications SETRA LCPC
	A	B	C	D	
Module de richesse	3.45	3.60	3.75	3.90	***
Teneur en liant %	5.65	5.90	6.14	6.39	***
Densité théorique	2.37	2.38	2.39	2.40	***
Densité apparente	2.27	2.28	2.29	2.30	***
Compacité en %	95.78	95.79	95.81	95.83	Max 97%
Stabilité en Kgs	850.00	895.00	950.00	978.00	≥ 800
Fluage 1/10 mm	25.06	29.30	32.33	35.23	20 à 40

V. CONCLUSION:

Au vu des résultats obtenus , pour le choix de la formule du Béton Bitumineux 0/14 destiné pour son emploi en couche de roulement , le laboratoire propose la formule "C" vu qu'elle présente dans l'ensemble les meilleures performances mécaniques vis à vis des spécifications en vigueur.

Les composants du mélange de « la formule C » sont les suivants :

Béton Bitumineux 0/14 :

- Fraction 8/15……30%.
- Fraction 3/8……25%.
- Fraction 0/3……45%.
- Liant : 40/50.
- Module de richesse : 3.75
- Dosage en liant : 6.14%.

Nous rappelons que, la réussite de la fabrication des enrobés, dépend du respect des paramètres de leurs fabrications et des caractéristiques intrinsèques des constituants, ainsi qu'au dosage en liant/granulats préconisées par le laboratoire dans les tolérances admises.

L'INGENIEUR :

***Mme :* A.CHELGHOUM**

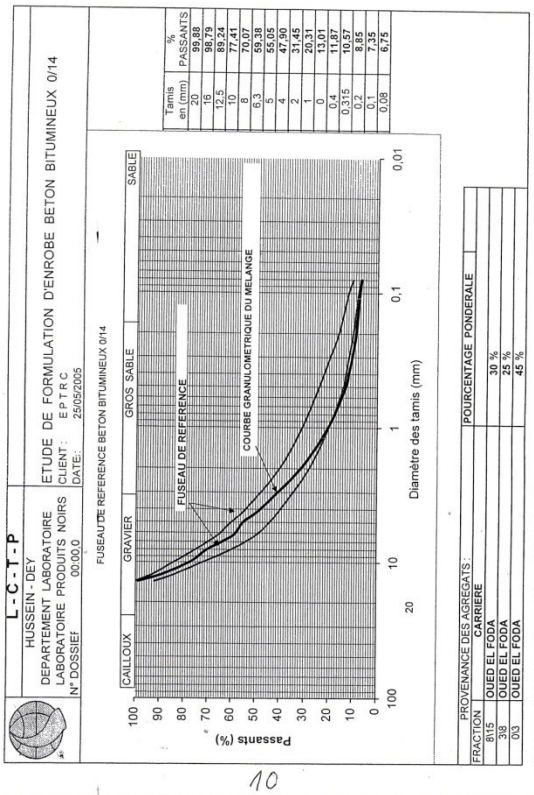
Le Chef de Département Laboratoire
F. MEZAACHE

ANNEXES

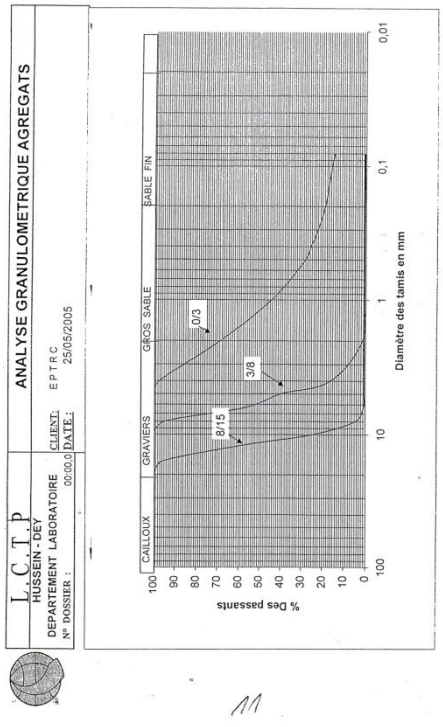
COURBES GRANULOMETRIQUES

BETON – BITUMINEUX 0/14.

COURBES GRANULOMETRIQUES DE CHAQUE FRACTION.



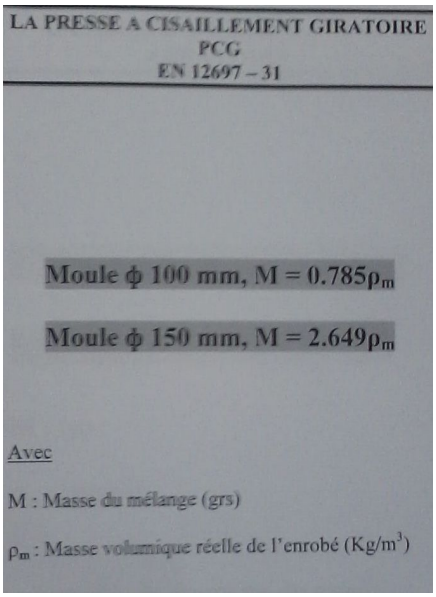
10

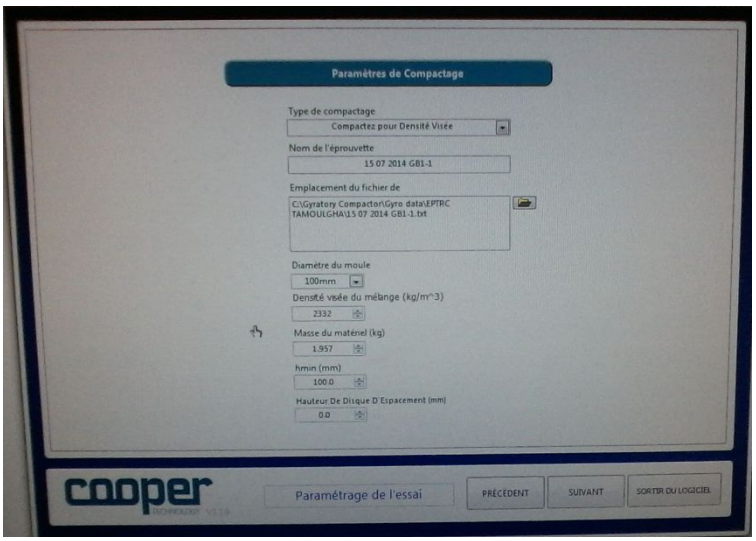


11

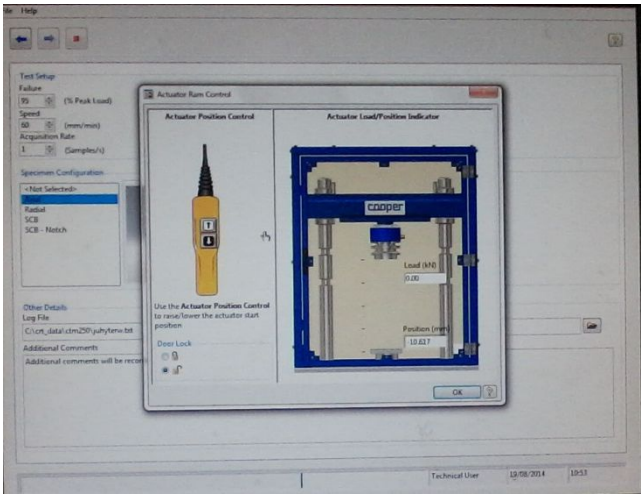
Annexe D :
Principe des essais sur béton bitumineux

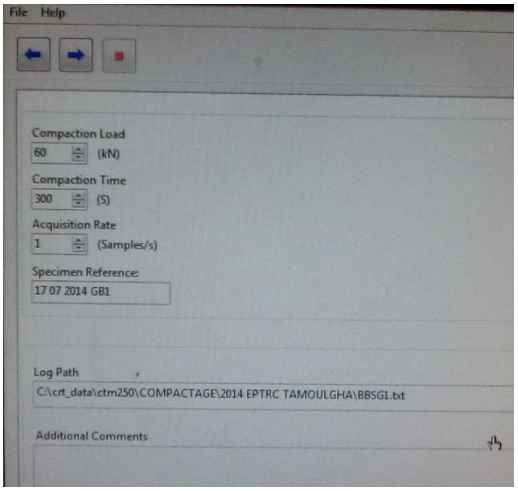
Essai PCG

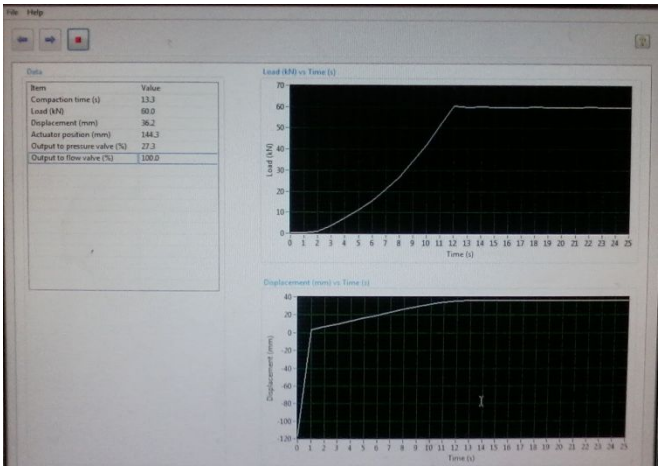




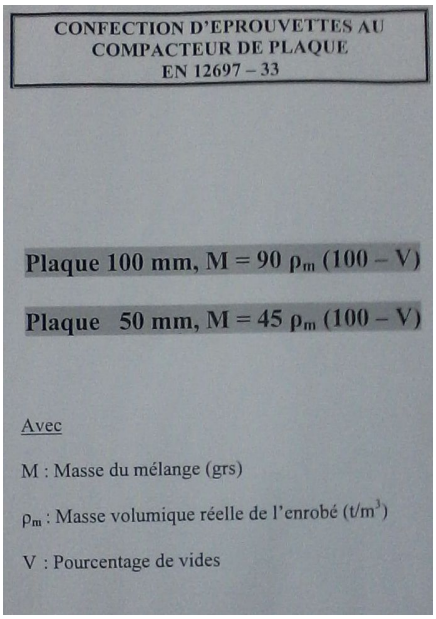
Essai Duriez

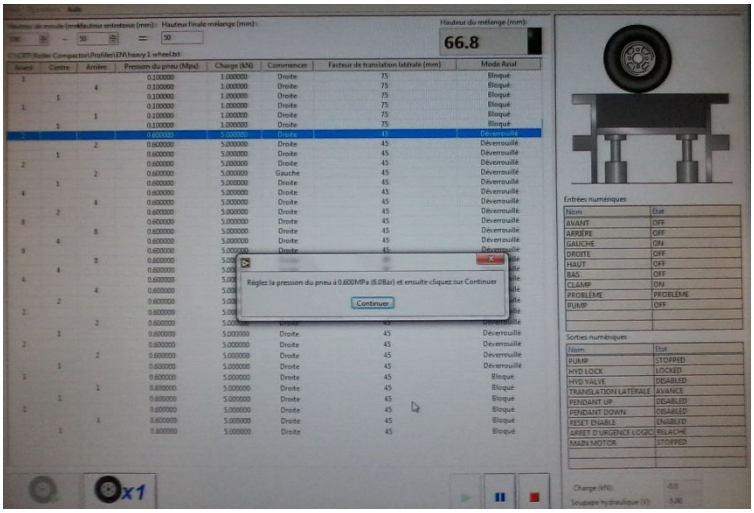




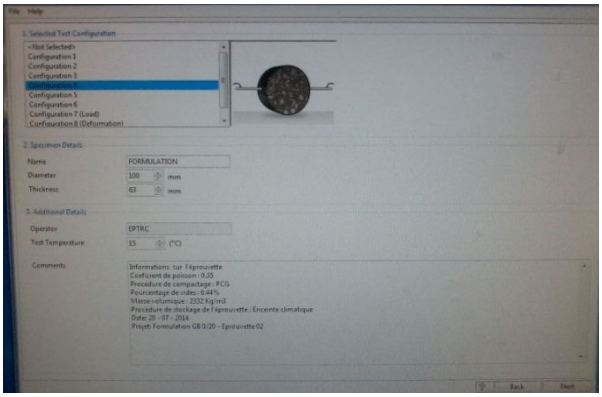


Essai d'orniérage





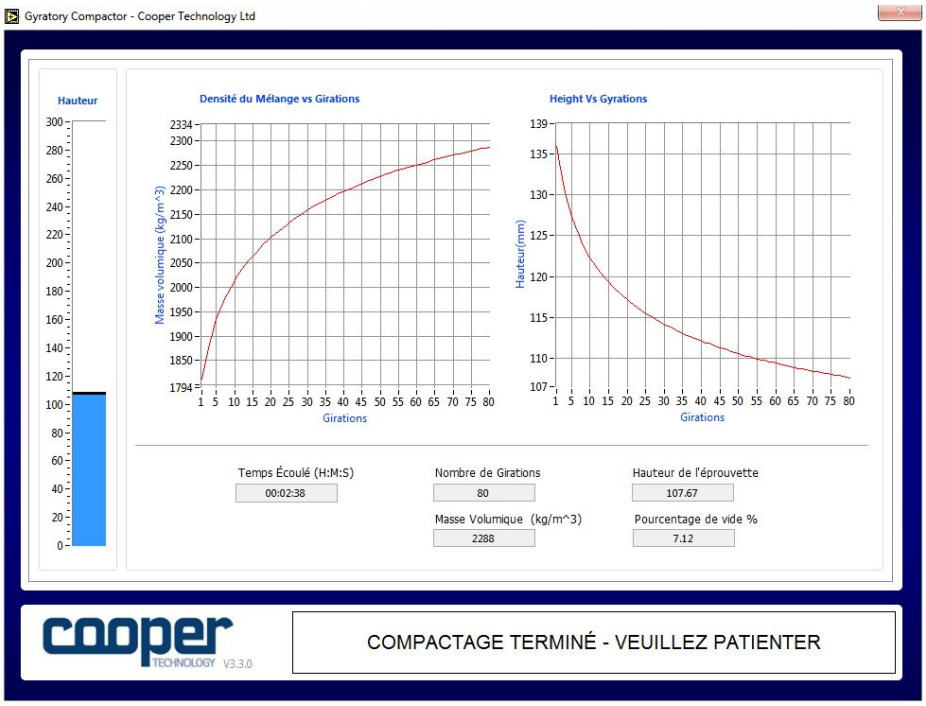
Essai de module de rigidité



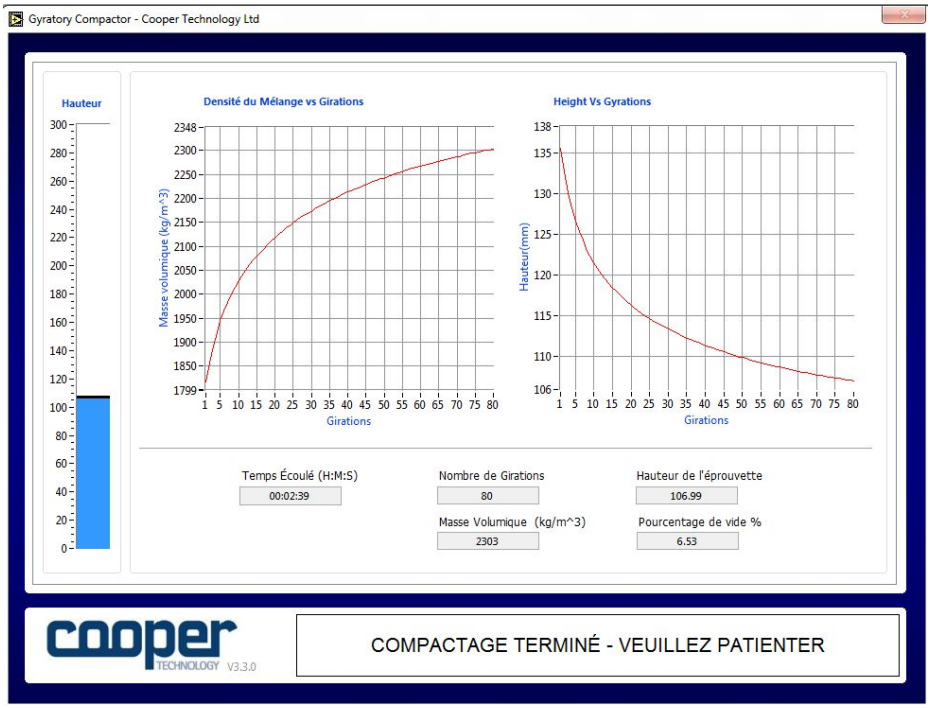


Annexe E :
Résultats sur BB et GB

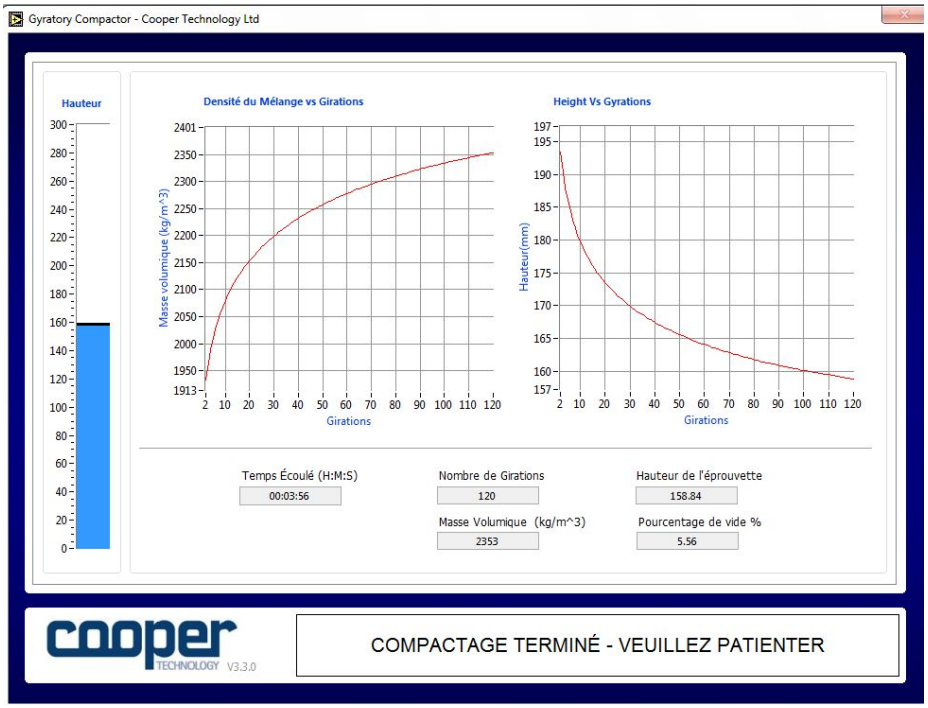
PCG sur BB



PCG sur BBF



PCG sur GB



PCG sur GBF

