



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
جامعة قاصدي مرباح – ورقلة -
UNIVERSITE KASDI MERBAH – OUARGLA

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Thèse En Vue De L'obtention D'un Diplôme De Doctorat (3^{eme} cycle)

Spécialité : GENIE CIVIL
Option : Géo-Matériaux

Intitulé

**Etude de l'influence du concassage du gravier roulé
sur les performances des mélanges hydraulique et hydrocarboné.**

Présentée et Soutenue publiquement
Par : HACHANI Mohamed Ibrahim

Le : 10/06/2020

Devant le jury composé de :

- Mr. BOUTOUTAOU Djamel	Professeur	U.K.M. Ouargla	Président
- Mr. BOUAZIZ Ahmed	Professeur	U.M.K. Biskra	Examineur
- Mr. LEGHRIEB Youcef	M C A	U.K.M. Ouargla	Examineur
- Mr. KRIKER Abdelouahed	Professeur	U.K.M. Ouargla	Rapporteur
- Mr. KEBAILI Nabil	M C A	U.K.M. Ouargla	Co-Encadreur

Remerciements

J'exprime en premier lieu mes remerciements à mon directeur de thèse **Pr. KRIKER Abdelouahed**, et mon Co-encadreur **Dr. KEBAILI Nabil** pour leurs indéfectibles soutiens, leurs conseils et facilitations durant la préparation de ce travail. Qu'ils trouvent ici toutes mes reconnaissances.

Je tiens à remercier **Pr. BOUTOUTAOU Djamel**, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider ce jury. Mes remerciements vont également au **Dr. LEGHRIB Youcef** et **Pr. BOUAZIZ Ahmed** qui m'ont fait l'honneur de prendre part au jury de cette thèse, pour leurs contributions accordées à l'évaluation et à l'enrichissement de ce travail. Qu'ils trouvent ici toute ma gratitude.

Mes plus vifs remerciements vont à l'ensemble du personnel du laboratoire LTPS Ouargla pour leurs collaborations, et plus particulièrement à Mon directeur **MOUDJAHED Nouredine** et Monsieur **HAFSI Abdellatif** pour leur accueil chaleureux à chaque fois que je sollicite leur aide.

Mes reconnaissances aussi envers tous ceux qui m'ont aidé et encouragé dans l'élaboration de cette thèse plus particulièrement Mon Directeur **AOUADI Ahmed** (Chef Projet VNHM), **BOUZID Saleh** (Ingénieur VNHM) et **CHABHA** (English Prof).

Un merci tout particulier à ma fiancée et collègue qui m'a apportée beaucoup de réconfort et d'aide tant sur le plan scientifique que moral.

Je souhaite remercier aussi tous mes collègues **BOUCHERBA Mohamed**, **Mehdi SGHIRI** et **BOUAKA Wafa** sans oublier mes enseignants du département de génie civil et hydraulique à l'université Kasdi Merbah de Ouargla spécialement le Professeur **BOUTAOUTAOUA** et mes enseignants **KEBAILI Nabil**, **KEBAILI Mostafa** et **BELFERRAG Allaoua**. Évidemment, j'aimerais remercier tous mes amis en particulier **BOUARI Idriss**, **BAHRI**, **Ami Alli**, **Abelfettah SISSI** et **BAYAT Abdelfettah** pour leurs encouragements et leurs soutiens tout au long de ce travail.

Enfin, je dois beaucoup à mes parents et à ma famille. Je pense toujours à eux, Merci.

HACHANI M.B

ملخص

يعتبر الحصى من العناصر الأساسية للخرسانة والاسفلت، حيث يمثل أكثر من 60% من التركيبة الاجمالية. كلما زادة كفاءة الحصى المستعمل كلما تزيد كفاءة الخرسانة والاسفلت.

يعرف الحصى المدور بصلابته لكن سطحه الدائري و الاملس ينقص من كفاءة للإلتصاق سواء مع الاسمنت اوالاسفلت بينما الحصى المهشم وهو الأكثر استعمالا في الجزائر أقل صلابة ولكن سطحه المكسر الخشن يزيد من كفاءة الالتصاق مع الروابط الاسفلتية والاسمنتية.

أنجزت هذه الدراسة بهدف تقييم كيفية تأثير نوعين مختلفين من الحصى (خشن السطح – الاملس الدائري) على الخصائص الميكانيكية للإسفلت والخرسانة بهدف تثمين الآلاف من أطنان الحصى المدور المتواجدة بوفرة في صحراء بلدنا (على سبيل المثال رق برج باجي مختار) بدلا من تكبد تكاليف مادية زائدة بحثا عن الحصى المكسر في محاجر قت تبعد مئات الكيلومترات عن مكان المشروع.

نوعين من الحصى استعملا في هذا البحث (المدور – المكسر). تم اتباع عدة تجارب من بينها: تجربة مارشال – معامل الصلابة بتجربة القص الغير مباشر وتجربة التعرية بالماء المغلي على الخلطة الاسفلتية وتجربة الهبوط – القص بالضغط – القص بالانحناء وتجربة الضغط على الخليط الاسمطي (الخرسانة).

النتائج تشير الى ان الحصى المدور يزيد من قابلية التشكيل للخليط حيث تزيد كفاءة الرص وتنقص سماكة العينات. الحصى المكسر يحسن من ثبات معامل مارشال ويزيد قليلا من معامل الصلابة، بيد انه يتطلب كمية اسفلت أكثر نسبيا من الكمية المطلوبة في الحصى المدور لتغطية المساحة الكلية للحصاة تبعا لتجربة التعرية بالماء المغلي.

كلمات مفتاحية: الزفت – الحصى المدور – الحصى المكسر - المكسر – تجربة التعرية – تجربة مارشال - الخرسانة.

Résumé

Le gravier est l'un des principaux composants des mélanges du béton hydraulique et béton bitumineux. Il représente plus de 60% de la proportion totale des bétons. Plus les propriétés du gravier grossier sont efficaces, plus la qualité des mélanges sera également efficace. Les Gravier Roulé (GR) sont connus par leur dureté, mais leur forme arrondie et lisse diminue leur pouvoir adhésif avec les liants ciment et Bitume alors que les granulats concassés (GC) ; les plus utilisés en Algérie, sont moins résistants, mais leur surface rugueuse angulaire améliore la capacité d'adhérence dans les différents types de mélanges (béton et mélanges bitumineux). Cette étude est réalisée afin d'évaluer l'impact des deux différentes formes (arrondies et concassé) du gravier sur les propriétés mécaniques du béton hydraulique et l'enrobé à chaud. Afin de valoriser les milliers des tonnes de gravier roulé qui se trouve en abondance au désert de notre pays (à titre d'exemple les regs de BORDJ BADJI MOKHTAR) au lieu d'assumer des charges économiques supplémentaires en cherchant le gravier concassé sur des centaines des kilomètres loin du site du projet. Deux types de gravier ont été utilisés dans cette étude GR et GC. Différents essais ont été réalisés, Marshall Test (Fluage et Stabilité), Essai de module de rigidité en traction indirecte (NAT) et Essai de désenrobage à l'eau bouillante pour le mélange bitumineux ; affaissement, traction par fendage, traction par flexion et l'essai de la résistance à la compression pour le béton. Les résultats indiquent que GR améliore l'ouvrabilité du mélange, ainsi la réduction des épaisseurs et les résultats de compacité. GC améliore les résultats de stabilité et légèrement le module de rigidité ; de même, il a fallu plus de bitume que de GR pour couvrir toute la surface, comme l'indiquent les résultats du test de désenrobage à l'eau bouillante.

Mots clés : Enrobé à chaud, Gravier Roulé, Gravier Concassé, Le Concasseur, désenrobage, essai de Marshall, Béton hydraulique.

Abstract

Coarse aggregate is one of the important contents of concrete and asphalt mixtures, It represents over than 60% of the total proportion of concrete. More the properties of the coarse aggregate are efficacy, more the quality of the mixtures will be also efficacy. Rounded aggregates (GR) are known by their toughness, but its rounded smooth shape decreases its adhesive capacity with cement and asphalt binders while crushed aggregates (GC), which are the most used in Algeria, are less tough, but its angular rough surface improves the adhesive capacity in the different types of mixtures (concrete and asphalt mixtures). This study is carried out in order to evaluate the impact of the two different shapes (Rounded and Crushed) of the coarse aggregate on the mechanical properties of the Hot Mix Asphalt (HMA) and concrete, in order to value the thousands of tons of gravel rolled which is in abundance in the desert of our country (for example Reg of BORDJ BADJI MOKHTAR) instead of assumed additional economic charges by looking for crushed gravel on hundreds kilometer far from the project site. Two coarse aggregate types were used in this investigation GR and GC. Different tests have been carried out, Marshall Test (flow and stability), Indirect tensile stiffness modulus test (ITSM) and Boiling water stripping test for HMA and slump test, splitting tensile strengths, flexural tensile and compressive strength test for concrete. The results indicate that GR improve the workability of the mixture, thus the thickness measurements and compactness results. GC improves the stability results and slightly the stiffness modulus; likewise, it required more bitumen content than GR to fill all surface voids as Boiling water stripping test results indicates.

Keywords: Hot Mix Asphalt, Rounded aggregate, Crushed aggregate, Crusher, Stripping, Marshall Test, concrete.

LISTES DES FIGURES
LISTES DES TABLEAUX
LISTES DES PHOTOS

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1.	Illustration des différentes formes possibles.	12
Figure I.2.	Schéma explicative de la Forme, l'angularité et la texture.	13
Figure I.3.	Schéma général du procédé de production des granulats.	21
Figure I.4.	Schéma du Concasseur à Mâchoires.	23
Figure I.5.	Schéma du Concasseur Giratoire.	24
Figure I.6.	Schéma du Concasseur à Cône.	25
Figure I.7.	Schéma du Concasseur à percussion à axe horizontal.	27
Figure I.8.	Schéma du Concasseur à percussion à axe Vertical.	28

Chapitre II

Figure II.1.	Classification simplifiée des roches en fonction de la teneur en silice (SiO_2) (Ait Mokhtar, 1994).	34
Figure II.2.	Composition des bitumes (Magramane, 2009)	36
Figure II.3.	Chromatographie d'adsorption d'après Corbett (Lefeuvre, 2003).	38
Figure II.4.	Etat colloïdal des bitumes (Lesueur, 2002)	39
Figure II.5.	Schématisation de la structure colloïdale.	40
Figure II.6.	Structure d'un bitume de type sol (Micelles fortement peptisées) et du type gel (Micelles formant un réseau) (Diakité, 2014)	40
Figure II.7.	Pénétrromètre à aiguille.	43
Figure II.8.	Schéma de l'essai du point de ramollissement (TBA).	43
Figure II.9.	Principe de l'essai de Ductilité.	47
Figure II.10.	Principe de l'essai de Température Fraass (MTP, 2005).	48
Figure II.11.	Appareillage pour essai RTFOT (François, 2003).	48
Figure II.12.	Processus & Equipements pour l'essai PAV (François, 2003)	49
Figure II.13.	Modèle Maxwell (a) et de Voigt-Kelvin (b).	50
Figure II.14.	Modèle de détermination de la viscosité (Kebaili, 2016).	51
Figure II.15.	Diagramme de DSR test à haute et intermédiaire température (NCHRP, 2011).	53
Figure II.16.	Schématisation du principe de l'essai BBR.	53
Figure II.17.	Variation du module de rigidité en fonction du temps d'application de la charge et de la température (Ould-Henia, 2005)	54
Figure II.18.	Nomogramme de Van Der Poel (Prédiction De Déformation Permanente Dans Des Mélanges D'asphalte).	55
Figure II.19.	Montage expérimental de l'essais de désenrobage. (C.R.R, 1991).	58
Figure II.20.	Courbe d'étalonnage : Consommation d'acide en fonction du pourcentage de pierres non enrobées (C.R.R, 1991).	59
Figure II.21.	Différentes les types d'enrobés bitumineux.	64
Figure II.22.	Organigramme de la Procédure de formulation C.R.R.	70
Figure II.23.	Niveaux de l'épreuve de formulation de quatre Niveaux.	71
Figure II.24.	Organigramme de formulation d'enrobés bitumineux en Algérie (Zemmiri, 2008).	73

Chapitre III

Figure III.1.	Composition du Béton hydraulique.	78
Figure III.2.	Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.	82
Figure III.3.	Mesure de la maniabilité LCPC.	83
Figure III.4.	Mode opératoire de l'essai VÉBé.	84
Figure III.5.	Appareil Glanville.	84
Figure III.6.	Résistance à la compression sur, cylindre et sur cube.	86
Figure III.7.	Différents essais de tractions.	87
Figure III.8.	Proportions et ordre de grandeur des constituants d'un béton.	88
Figure III.9.	Détermination du temps de début et de fin de prise.	92
Figure III.10.	Evolution physico-chimique de la pâte de ciment.	93
Figure III.11.	Principe de fonctionnement de perméabilimètre de Blaine.	94
Figure III.12.	Influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression au jeune âge du béton (Baron, et al., 1996).	100
Figure III.13.	influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme (Baron, et al., 1996).	101
Figure III.14.	Influence de la dimension maximale du granulat sur la résistance à la compression à 28 jours pour des bétons ayant différents dosage en ciment. (Neville, et al., 1992).	102
Figure III.15.	Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse.	106

Chapitre IV

Figure IV.1.	Étapes d'étude des mélanges hydrocarbonés.	113
Figure IV.2.	Etapas de Préparation des classes 3/8 et 8/15 du Gravier Roulé GR.	119
Figure IV.3.	Influence du lavage sur le contacte gravier - bitume.	121
Figure IV.4.	Etapas de Préparation des classes 3/8 et 8/15 du Gravier Concassé GC.	122
Figure IV.5.	LA et MDE des agrégats GR et GC.	123
Figure IV.6.	Tamis utilisés dans l'essai de granulométrie.	124
Figure IV.7.	Courbes granulométriques des classes 0/3 ; 3/8 et 8/15 (GR) avec fuseaux de référence.	125
Figure IV.8.	Courbes granulométriques des classes 0/3 ; 3/8 et 8/15 (GC) avec fuseaux de référence.	126
Figure IV.9.	Principaux démarches expérimental suivi pour étudier nos mélanges hydraulique.	127
Figure IV.10.	Courbe granulométrique du sable de Zarzaitine.	132

Chapitre V

Figure V.1.	Cheminement de l'étude de composition du Béton Bitumineux.	136
Figure V.2.	Composition granulaire optimale.	137
Figure V.3.	Courbes du mélange granulométriques du GR et GC et fuseaux de référence.	137
Figure V.4.	Exemple de courbe d'étalonnage ou de calibrage.	147
Figure V.5.	Variation de l'épaisseur en fonction de la teneur en bitume.	148
Figure V.6.	Variation de la compacité en fonction de la teneur en bitume.	148

Figure V.7.	Variation de la stabilité Marshall en fonction de la teneur en bitume.	150
Figure V.8.	Variation du Fluage Marshall en fonction de la teneur en bitume.	150
Figure V.9.	Variation du Quotient Marshall en fonction de la teneur en bitume.	150
Figure V.10.	Modules de Rigidité ITSM des mélanges BBGR et BBGC.	152
Figure V.11.	Extrait des résultats d'essai ITSM sur une éprouvette BBGR.	153
Figure V.12.	Extrait des résultats d'essai ITSM sur une éprouvette BBGC.	153
Figure V.13.	Pourcentage des agrégats désenrobés selon la courbe d'étalonnage.	155
Figure V.14.	Étapes principales étapes d'une formulation par la méthode Dreux Gorisse.	158
Figure V.15.	Courbe du mélange du béton à base de GR.	161
Figure V.16.	Courbe du mélange du béton à base de GC.	162
Figure V.17.	Proportions massiques (kg/m^3) des composantes dans les deux types de béton.	165
Figure V.18.	Les résistances à la compression des deux types de béton (GR et GC).	169
Figure V.19.	Résistances à la traction par flexion des deux types de béton (GR et GC).	170
Figure V.20.	Résistances à la traction par fendage des deux types de béton (GR et GC).	171

Liste des Tableaux

<i>Chapitre I</i>		
Tableau I.1.	Classifications selon l'angularité, la forme et la texture.	10
Tableau I.2.	Classification selon la texture.	13
Tableau I.3.	Classes Granulaires des granulats. (Tourenq, 2007)	14
Tableau I.4.	Propriétés à retenir en fonction de l'emploi des granulats. (Arquie , 1980)	20
Tableau I.5.	Qualité de la production selon le type de concasseur. (Guy, 2007)	28
<i>Chapitre II</i>		
Tableau II.1.	Composition moyenne des bitumes Algériens	38
Tableau II.2.	Classification des bitume selon les composants.	41
Tableau II.3.	Plages de température des sollicitations mécaniques et essais correspondants.	56
Tableau II.4.	Classification des bitumes purs (Berthier, 1992).	57
<i>Chapitre III</i>		
Tableau III.1.	Types de béton en fonction de leur destination (Baron, et al., 1999).	79
Tableau III.2.	Types de béton en fonction de leur masse volumique (Ollivier, et al., 2008)	80
Tableau III.3.	Types de béton en fonction de Dmax (CIM, 2005)	80
Tableau III.4.	Types de béton en fonction de leur consistance (Dreux, et al., 1998).	80
Tableau III.5.	Classes de résistance à la compression (CNB, 2005)	80
Tableau III.6.	Ajouts cimentaires (Boufedah, 2011).	90
Tableau III.7.	Résistances à la compression (Boufedah, 2011)	91
Tableau III.8.	Classification normalisées des environnements.	97
Tableau III.9.	Evaluation de l'agressivité de l'eau naturelle.	98
Tableau III.10.	Valeurs optimales d'après Abram's du module de finesse des compositions	104
Tableau III.11.	Valeurs du coefficient (K).	107
<i>Chapitre IV</i>		
Tableau IV.1.	Provenance des matériaux utilisés dans le mélange hydrocarboné	114
Tableau IV.2.	Propriétés du bitume utilisé.	114
Tableau IV.3.	Classification des bitumes purs.	115
Tableau IV.4.	Caractéristiques du filler d'apport et du sable.	117
Tableau IV.5.	Caractéristiques des granulats GR et GC réalisés.	123
Tableau IV.6.	Provenance des matériaux utilisés dans le mélange hydraulique.	128
Tableau IV.7.	Caractéristiques du Ciment CPJ- CEMII 42.5 utilisé.	129
Tableau IV.8.	Caractéristique de l'eau de gâchage.	130
Tableau IV.9.	Caractéristiques du sable utilisé.	131

Chapitre V

Tableau V.1.	Teneurs en bitume.	138
Tableau V.2.	Spécifications Algériennes pour l'essai Marshall.	140
Tableau V.3.	Les 06 mélanges à préparer pour réaliser le courbe d'étalonnage	143
Tableau V.4	Résultats du test de stabilité et fluage Marshall.	151
Tableau V.5.	Facteur d'équivalence « r » (acide/base).	154
Tableau V.6.	Volumes (AC) des 06 mélanges pour gravier GR.	154
Tableau V.7.	Volumes (AC) des 06 mélanges pour gravier GC.	154
Tableau V.8.	Résultats de l'essai de désenrobage sur les mélanges GR et GC.	155
Tableau V.9.	Critères et données de base pour la formulation.	159
Tableau V.10.	Masses volumique des composantes.	159
Tableau V.11.	K, en fonction de la forme, du mode de vibration et du dosage en ciment.	160
Tableau V.12.	Valeurs des coefficients K et l'ordonné Y pour chaque type.	160
Tableau V.13.	Valeurs des coefficients K et l'ordonné Y pour chaque type.	160
Tableau V.14.	Composition centésimale de béton.	163
Tableau V.15.	Compacité du béton en fonction de Dmax, de la consistance et du serrage.	163
Tableau V.16.	Compositions optimales d'un 1 m ³ de béton GR et GC.	164
Tableau V.17.	Ajustement du l'eau de gâchage et le rapport E/C.	166
Tableau V.18.	Caractéristiques des Béton GR et GC.	172
Tableau V.19.	Comparaison entre les Critères du Béton Bitumineux GR et GC.	174
Tableau V.20	Comparaison entre les Critères du Béton GR et GC.	174

Liste des Photos

Chapitre II

Photo II.1.	Appareil pour détermination du point d'éclaire.	46
Photo II.2.	Appareil pour essai de module de rigidité (NAT).	74

Chapitre III

Photo III.1.	Structure hétérogène de béton (Berbaoui, 2010).	78
--------------	---	----

Chapitre IV

Photo IV.1.	Photo IV.1. Essais réalisé sur le bitume utilisé.	116
Photo IV.2.	Gravier Roulé (GR) et Gravier Concassé (GC) utilisés..	118
Photo IV.3.	Photos Satellite et Photographique du Site de Oued N'Sa.	119
Photo IV.4.	Roches de diametre superieur à 30 cm prélevés d'Oued N'Sa.	120
Photo IV.5.	Concasseur à mâchoires, modèle Lokotrack LT200HP de la marque METSO.	120
Photo IV.6.	Photo Satellite de la station de Concassage Benbrahim.	121

Chapitre V

Photo V.1.	Des éprouvettes du BBGR et BBGC.	139
Photo V.2.	Dispositif de l'essai Marshall.	140
Photo V.3.	Appareil du module de rigidité par traction indirecte.	142
Photo V.4.	Les 06 Mélanges du GR de l'essai de désenrobage..	143
Photo V.5.	Les 06 Mélanges du GC de l'essai de désenrobage.	144
Photo V.6.	Mélanges GC et GC émergés dans l'acide chlorhydrique.	144
Photo V.7.	Opération du titrage de l'acide Chlorhydrique par l'Hydroxyde de Sodium.	145
Photo V.8.	Mélanges 100% enrobés BBGC et BBGC.	145
Photo V.9.	Désenrobage du Mélange 100% enrobé par l'eau bouillante.	146
Photo V.10.	Épaisseurs des éprouvettes BBGR et BBGC en (cm).	149
Photo V.11.	Éprouvettes BBGR et BBGC.	149
Photo V.12.	Résultats Marshall de deux éprouvettes BBGR et BBGC.	151
Photo V.13.	Résultats du désenrobage sur le GR et GC.	156
Photo V.14.	Opération de malaxage du béton.	165
Photo V.15.	Quelques éprouvettes cubiques et prismatiques représentatifs.	166
Photo V.16.	Mesure de l'affaissement.	167
Photo V.17.	Essai de résistance à la compression.	168
Photo V.18.	Evolution de la charge de compression en fonction du temps (KN/s).	168
Photo V.19.	Dispositif de flexion à 4 points.	170

Photo.V.20.	Essai traction par flexion.	170
Photo.V.21.	Essai de traction par fendage.	171
Photo.V.22.	Réglotte en contre-plaqué.	171
Photo.V.23.	Coupe d'une éprouvette GR cubique.	173
Photo.V.24.	Coupe d'une éprouvette GC cubique.	173

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Résumés	
Liste des figures, des tableaux et des photos	
Table des matières	

Partie Théorique

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------	---

Chapitre I : Généralités Sur Les Granulats

I.1. INTRODUCTION	6
I.2. LES DIFFERENTS TYPES DE GRANULATS (Catégories Principales)	6
I.2.1. En fonction de leur masse volumique réelle	7
I.2.1.1. Granulats légers	7
I.2.1.2. Granulats courants	7
I.2.1.3. Granulats lourds	7
I.2.2. En fonction de leur origine	7
I.2.2.1. Les granulats naturels	7
I.2.2.2. Les granulats artificiels	8
I.2.2.3. Les Granulats Recycles	9
I.2.3. En fonction de la forme de leurs grains	10
I.2.4. En fonction de la Texture	12
I.2.5. En fonction de la Granularité :	13
I.3. CARACTERISTIQUES DES GRANULATS	14
I.3.1. Caractéristiques Géométriques	14
I.3.1.1. Granulométrie	14
I.3.1.2. Forme (plates et allongées)	14
I.3.1.3. Texture superficielle des particules	15
I.3.2. Caractéristiques Physico-Chimiques	15
I.3.2.1. Propreté des granulats (impuretés)	15
I.3.3. Caractéristiques Physiques et Mécaniques	15
I.3.4. Caractéristiques Chimiques	16
I.3.4.1. Teneur en Chlorures	16
I.3.4.2. Teneur en Sulfures et sulfates	16
I.3.5. Caractéristiques Pétrographiques	17
I.4. NATURE CHIMIQUE DES GRANULATS ALLUVIONNAIRES EN ALGERIE	17
I.5. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES GRANULATS SUR LES BETONS	18
I.5.1. La Granularité	18
I.5.2. La Forme et la Texture	18
I.5.3. La Porosité	19
I.5.4. La Masse Volumique	19
I.6. LE CONCASSAGE	21
I.6.1. Précédé de Production	21
I.6.2. Types de concasseur et principe de fonctionnement	22

1.6.2.1. Concasseurs à mâchoires	22
1.6.2.2. Concasseurs giratoires	24
1.6.2.3. Concasseurs à cône	25
1.6.2.4. Concasseurs à percussion	26
1.6.3. Rapport de Concassage et Indice de Concassage	28
1.6.3.1. Rapport de Concassage (RC)	28
1.6.3.2. Indice de Concassage (IC)	29
1.7. CONCLUSION	29
<i>Chapitre II : Généralités Sur Les Mélanges Hydrocarbonés</i>	30
II.1. INTRODUCTION	31
II.2. PRINCIPAUX CONSTITUANTS DES ENROBES BITUMINEUX	31
II.2.1. Granulats	31
II.2.1.1. Familles des granulats	32
II.2.1.2 Propriétés des Granulats	32
II.2.2. Liants hydrocarbonés	35
II.2.2.1. Types de bitumes	35
II.2.2.2. Structure et composition des bitumes	36
II.2.2.3. Caractérisation physique des bitumes	41
II.2.2.4. Classification des bitumes routiers	56
II.2.2.5. L'affinité granulats-bitume	57
II.3. ENROBÉS BITUMINEUX	60
II.3.1. Historique	60
II.3.2. Familles d'enrobés bitumineux	62
II.3.3. Méthodes de formulation des enrobés bitumineux	64
II.3. CONCLUSION	75
<i>Chapitre III : Généralités Sur Les Mélanges Hydrauliques</i>	76
III.1. INTRODUCTION	77
III.2. HISTORIQUE	78
III.3. TYPES DE BETONS	79
III.3.1. Selon leur destination	79
III.3.2. Selon leur masse volumique	79
III.3.3. Selon leur granularité	80
III.3.4. Selon leur consistance (cône d'Abrams)	80
III.3.5. Selon leur résistance à la compression sur cylindre fck	80
III.4. PROPRIETES ESSENTIELLES D'UN BETON	81
III.4.1. Propriétés du béton frais	81
III.4.1.1. Mesure de la maniabilité	81
III.4.1.2. La masse volumique du béton frais	85
III.4.2. Propriétés du béton durci	85
III.4.2.1. Résistance à la compression (EN-12390-3)	85
III.4.2.2. Résistance à la traction	86
III.5. LES CONSTITUANTS DU BETON	88
III.5.1. Pâte de ciment	88
III.5.1.1. Ciment	88
III.5.1.2. Eau de gâchage	97
III.5.2. Les granulats	99
III.6. ROLE DES DIFFERENTS ELEMENTS CONSTITUANTS LE BETON	99

III.7. PARAMETRES QUI INFLUENT SUR LES CARACTERISTIQUES DU BETON	99
III.7.1. Influence du rapport eau/ciment (E/C)	99
III.7.2. Influence du dosage en ciment	100
III.7.3. Influence du type de ciment	100
III.7.4. Influence du squelette granulaire	101
III.7.5. Influence du rapport granulats /ciment (G/C)	101
III.7.6. Influence du Dimension maximale des granulats Dmax	101
III.7.7. Influence du squelette granulaire sur l'affaissement	102
III.7.8. Influence de l'air occlus sur l'affaissement et la résistance	103
III.8. FORMULATION DU BETON	103
III.8.1. Méthode de BOLOMEY	103
III.8.2. Méthode d'ABRAM'S	104
III.8.3. Méthode de Faury	104
III.8.4. Méthode de Valette	105
III.8.5. Méthode de Dreux-Gorisse	105
III.9. COMPARAISON ENTRE QUELQUES MÉTHODES DE COMPOSITIONS	107
III.9.1. Méthode de Bolomey	107
III.9.2. Méthode de Faury	107
III.9.3. Méthode de Dreux-Gorisse	107
III.10. CONCLUSION	108

Partie Expérimentale

<i>Chapitre IV : Caractérisation des Matériaux Utilisés</i>	109
IV.1. INTRODUCTION	110
IV.2. MATÉRIAUX UTILISÉS DANS LES MÉLANGES HYDROCARBONES	112
IV.2.1. Le bitume	114
IV.2.2. Les granulats	117
IV.2.2.1. Sable et Filler d'apport	117
IV.2.2.2. Gravies (Roulé et Concassé)	118
IV.3. MATERIAUX UTILISÉS DANS LE MÉLANGE HYDRAULIQUE	127
IV.3.1. L'eau de gâchage et Ciment	128
VI.3.2. Les granulats	131
IV.3.2.1. Le Sable	131
IV.3.2.2. Le gravies (Roulé et Concassé)	132
IV.4. CONCLUSION	133
<i>Chapitre V : Formulations, Résultats et Discussions</i>	134
V.1. INTRODUCTION	135
V.2. PARTIE 1 : MELANGE HYDROCARBONE	135
V.2.1. Définition	135
V.2.2. formulation	136
V.2.2.1. L'essais Marshall	139
V.2.2.2. Module de rigidité par traction indirecte (ITSM)	141
V.2.2.3. Essai de désenrobage à l'eau bouillante (Affinité Granulat-Bitume)	142
V.2.3. Résultats et discussions	148

V.2.3.1. Résultats d'essai Marshall	148
V.2.3.2. Module de rigidité par traction indirecte (ITSM)	152
V.2.3.3. L'essai de désenrobage à l'eau bouillante (L'affinité Granulat-Bitume)	154
V.3. PARTIE 2 : MELANGE HYDRAULIQUE	156
V.3.1. Définition	156
V.3.2. Formulation	158
V.3.3. Confection des Éprouvettes	165
V.3.4. Résultats et discussions	166
V.3.4.1 Essai d'affaissement	166
V.3.4.2. Résistance à la compression	167
V.3.4.3. Résistance à la traction par flexion (à 4 points)	169
V.3.4.4. Résistance à la traction par fendage	171
V.4. SYNTHÈSE GÉNÉRALE	174
V.5. CONCLUSION	175
	<i>Conclusion Générale</i>
	176
Références Bibliographique	181
	<i>Annexes</i>

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale

L'amélioration des caractéristiques des matériaux de construction routiers ou de génie civil (bétons hydraulique ou hydrocarboné) s'avère indispensable devant la croissance des sollicitations, trafics et le tonnage de plus en plus important des véhicules.

L'amélioration des performances du béton et de l'enrobé bitumineux font donc l'objet de nombreuses recherches. Les expériences internationales et nationales ont montré que l'amélioration des propriétés mécaniques des bétons peut se faire soit par l'amélioration de la liaison interne entre grains (la matrice cimentaire pour le béton hydraulique et le mastic pour les enrobés bitumineux) ou bien par la recherche d'une meilleure structure granulaire.

Les granulats sont des matériaux pierreux de petites dimensions, obtenues par le concassage mécanique des roches. Ce sont des matériaux inertes entrant dans la composition de tous type de béton. Ils constituent le squelette du béton et ils représentent, plus de 60 % du poids total du béton. Ils sont constitués de sables (Gros et Fin) et de gravier. Cependant, les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité pour qu'ils soient utilisés dans le béton. Il existe au moins deux objectifs principaux quant à l'utilisation des granulats dans le béton :

- Économique : Diminution de la quantité de liant (ciment, bitume et addition) ;
- Technique : Limitent les variations dimensionnelles dans le béton (les granulats sont plus rigides que la pâte du ciment)

Dans cette recherche, nous avons choisi de procéder à une étude expérimentale et comparative sur des mélanges hydraulique et hydrocarboné dans laquelle on va chercher à aboutir l'amélioration des caractéristiques mécaniques de ces mélanges basons sur l'aspect granulaire. Précisément l'influence de la forme des granulats sur les caractéristiques des deux mélanges.

Les mélange qu'on va étudies dans cette recherche sont :

- Béton bitumineux à base de graviers roulés.
- Béton bitumineux à base de graviers concassés.
- Béton hydraulique à base de graviers roulés.
- Béton hydraulique à base de graviers concassés.

Pour pouvoir arriver à faire une comparaison le plus possible idéal entre ces deux types on a utilisé le gravier et les roches de la même vallée. Le gravier roulé (GR) est utilisé directement tel qu'il est dans la confection des mélanges, et les roches de grand diamètre ont été concassé dans un concasseur à mâchoire (le type le plus utilisé en Algérie

notamment dans notre région) pour obtenir un gravier concassé (GC) qui correspond aux normes en vigueur, par la suite et après une formulation étudiée il entre dans la confection des mélanges (béton et enrobé bitumineux)

Le but finale de la présente recherche intitulé : « Étude de l'influence du concassage du gravier roulé sur les performances des mélanges hydraulique et hydrocarboné. » est de répondre à la problématique suivante « Entre deux mélanges confectionnés par des granulats ayant la même provenance mais l'un est roulé et l'autre est concassé, laquelle de ces deux mélanges est le plus performant ? ».

Outre à l'objectif principal, cette recherche permet d'aboutir plusieurs d'autre objectifs. on cite quelque points mais sans s'y limiter :

- Valorisation des millions de tonnes inexploités des graviers qui se trouve en abondance dans les milieux désertiques et les zones sahariennes, les Regs et les vallées (Oued N'Sa, Sidi Zerzour, Bordj Omar Drisse,... etc.).
- Évaluer l'adhérence des gravier roulé par apport au gravier concassé.
- Avoir une idée sur l'influence de la nature chimique des granulats sur l'adhérence et le comportement mécanique du mélange.
- Évaluer la production d'un concasseur à mâchoire.

Tous ces objectifs et plusieurs d'autres ce qui concerne le comportement rhéologique et mécanique on va les étudier en détail dans cette recherche.

Cette thèse s'articule autour de Cinque chapitres : on a les scindés en deux parties :

- Recherche bibliographique ;
- Étude Expérimentale.

L'étude bibliographique, qui renferme les notions de base nécessaires à la compréhension du contenu du mémoire, se divise en Trois (03) chapitres :

- Un premier chapitre qui présente des généralités sur les granulats, ce chapitre contient des notions générales sur les différent type des granulats leur caractéristiques mécanique morphologique et chimique on a même abordé l'influence de ces critères sur le comportement des mélanges hydraulique et hydrocarboné.
Une deuxième point s'était abordé dans ce chapitre c'est le concassage et ses types. Dont on a expliqué d'une façon générale les différent types des concasseurs. aussi l'explication des termes « rapport de concassage (RC) – Indice de concassage ».
- Le deuxième chapitre présent les généralités sur les mélanges hydrocarboné, leur principaux composants « les liants hydrocarbonés – les granulats » avec des détails

sur les essais sur le bitume, sur le mélange hydrocarboné et aussi comment évalué l'adhérence ou l'affinité (granulats-bitume) . On a cité les principaux méthode de formulation utilisé à travers le mande avec des explications générales et explication détaillé sur la méthode de formulation adopté dans notre expérimentation.

- Le troisième chapitre présent les généralités sur les mélanges hydraulique , leur historique, ses types et ses principaux composants « les liants hydraulique (ciment) – les granulats » avec des détails sur les essais sur le mélange frais et le béton durcie. On a cité les principaux méthode de formulation utilisé à travers le mande avec des explications générales et explication détaillé sur la méthode de formulation adopté dans notre expérimentation (Méthode Dreux Gorisse).

La deuxième partie « étude expérimentale » se divise en deux (02) chapitres (chapitre 04 et 05):

- Dans le quatrième chapitre intitulé « caractérisation des matériaux utilisés », nous présentons la provenance des constituants et les principaux des deux mélanges (hydraulique et hydrocarboné) aussi les étapes à suivre pour obtenir les graviers Roulé et Concassé (GR) et (GC), ainsi que les différentes méthodes destinées à la caractérisation physique, mécanique et rhéologique de ces constituants (Filler, sable, gravier, eau, ciment et bitume) .
- Le cinquième et dernier chapitre intitulé « formulation résultats et discussions » après un calcul détaillé de la formulation pour les deux types de mélange et à base des deux types de gravier (GR et GC) on a procédé à une comparaison détaillée de tous les paramètres et les critères entre les mélange à base du GR et les mélange à base du GC.

Finalement nous avons compléter cette étude expérimentale par une conclusion générale qui comprend une récapitulation globale, ainsi que les recommandations et les perspectives à envisager.

PARTIE THÉORIQUE

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES GRANULATS

Généralités Sur Les Granulats

I.1. INTRODUCTION

On appelle granulats un ensemble de grains d'origine minérale, de dimensions comprises entre 0 et 80 mm, provenant de roches meubles, massives ou de leurs transformations thermiques et de sous-produits de l'industrie. (Boufedah, 2011)

Le domaine d'application des granulats peut aider à leur définition :

- utilisés liés avec du ciment ou du bitume, ils représentent 70 à 90 % (Atsushi Ueno, 2019) des mortiers, bétons hydrauliques et enrobés. destinés au bâtiment et ouvrages d'art, mais aussi des enrobés et graves traitées destinés aux assises de chaussées et des voies ferroviaires ;
- utilisés non liés, ils représentent 100 % des drains, des filtres et de certaines assises. Pour certains auteurs il faut y ajouter les matériaux extraits de roches massives ou meubles et mis en œuvre tels quels (tout-venant) pour faire des remblais, par exemple. En fait, ces matériaux représentent le domaine distinct des terrassements avec ses aspects particuliers : extractions, traitements en général en place, compactage, stabilité, méthodes d'études particulières, etc.

Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils sont extraits prêt à l'emploi de leur site géologique d'origine et artificiels dans les autres cas ; ils sont dits légers lorsque leur masse volumique réelle ρ_r est inférieure à 2 g/cm^3 , courants si ρ_r est comprise entre 2 et 3 g/cm^3 et lourds au-delà de 3 g/cm^3 . (Boufedah, 2011)

Ce chapitre traite le sujet du granulats qui est le paramètre variant dans les mélanges qu'on va les étudier dans cette recherche (mélange hydraulique et mélange hydrocarboné), en ce qui suit on va discuter ce matériaux en détails « leur minéralogie, sa forme, la phase de production, Etc. » .

I.2. LES DIFFÉRENTS TYPES DE GRANULATS (Catégories Principales)

On peut citer plusieurs types en fonction de plusieurs critères concernant le granulats lui-même.

I.2.1. En fonction de leur masse volumique réelle

I.2.1.1. Granulats légers

Ces sont les granulats dont la masse volumique réelle est inférieure à 2 t/m^3 , comme les argiles, les schistes, les laitiers expansés ou encore les pouzzolanes. Ils sont destinés à la préparation des bétons légers. (Boufedah, 2011)

I.2.1.2. Granulats courants

Ces sont les granulats dont la masse volumique réelle est entre 2 et 3 t/m^3 , comme les matériaux naturels, alluvionnaires (silex, calcaire dur silico-calcaire) de densité entre 2.5 et 2.7, éruptifs ou sédimentaires (grés, porphyres, diorite, basaltes, ...etc.) de densité entre 2.6 et 3. (Boufedah, 2011)

I.2.1.3. Granulats lourds

Ce sont les granulats dont la masse volumique réelle est supérieure à 3 t/m^3 . Ils sont essentiellement employés pour la confection des bétons lourds utilisés pour construire des ouvrages nécessitant une protection biologique contre le rayonnement. On utilise en particulier les barytines, les hématite qui ont une densité entre 3.4 et 5.1 t/m^3 , aussi les riblons et les grenailles de fonte qui ont une densité entre 7.6 et 7.8 t/m^3 . (Boufedah, 2011)

I.2.2. En fonction de leur origine

I.2.2.1. Les granulats naturels

Ce sont des matériaux purement naturels, ne subissant aucun traitement autre que mécanique tel qu'extraction, concassage, broyage, criblage, lavage...etc. (Berthier, 1992)
Les granulats naturels peuvent se caractériser par:

- La nature des gisements d'où ils sont extraits ;
- Leur nature pétrographique ;

De point de vue du gisement dont ils proviennent, on distingue les matériaux **alluvionnaires** et les matériaux de **roches massives**. (Baron, et al., 1982; Guf, 2009)

- Les dépôts alluviaux se situent dans les lits des rivières, dans leurs basses vallées ou dans des terrasses déposées au cours des temps géologiques. Les matériaux alluvionnaires sont meubles et leur extraction peut être réalisée à un prix modéré. Leur granulats se caractérise par la forme roulé, acquise par l'érosion.
- Les roches massives sont extraites dans des carrières d'où elles doivent être abattues à l'explosif avant de subir les opérations d'élaboration. Leur granulats sont obtenus par abatage et concassage, suivi des opérations de criblage ou tamisage pour sélectionner des grains à une dimension précise. Les

granulats concassés présentent des caractéristiques qui dépendent d'un grand nombre de paramètres : origine de la roche, régularité du banc, degré de concassage... (Phoummavong, 2015).

Ce type de granulats prouve une très bonne liaison avec la pâte de ciment à cause de leur texture de surface et leur rugosité. D'autre part ils nécessitent plus d'eau pour une maniabilité donnée et ceci est due à leurs angularités et donc à leurs surfaces spécifiques étendues (Neville, 2000).

Du point de vue de la nature pétrographique, la variété des roches qui constituent les granulats est très grande. On peut les regrouper en **roches sédimentaires**, **roches métamorphiques** et **roches magmatiques**.

- Les roches sédimentaires se sont déposées dans le lit des rivières, des lacs et des océans et se sont consolidées sans transformations chimiques importantes par précipitation de la silice, du calcium ou parfois du magnésium dissous.
- Les roches métamorphiques proviennent de la transformation des roches sédimentaires sous l'effet des contraintes et de la température élevée résultant de leur enfouissement à grande profondeur. Dans ce processus, les minéraux sont profondément transformés et une schistosité apparaît, d'autant moins accentuée que la transformation minéralogique est plus prononcée. Les principaux constituants des roches métamorphiques sont le quartz, extrêmement dur, inaltérable et résistant, le feldspath (silicate d'alumine et de sodium, potassium ou calcium) un peu moins dur et altérable, les micas (silicates d'aluminium avec du magnésium et du potassium) très lamellaires et tendres et de nombreux autres silicates en quantité plus ou moins importantes (pyroxènes, amphiboles, etc.).
- Les roches magmatiques s'enracinent en profondeur en masses importantes (roches plutoniques) ou par les cheminées ou failles par lesquelles sont montées les coulées de lave. Leur niveau de cristallisation est variable. Certaines laves sont totalement vitreuses.

I.2.2.2. Les granulats artificiels

Dans cette catégorie se rangent des granulats provenant de la transformation thermique de roches, de minerais et de sous-produits industriels transformés.

- Le Laitier des hauts fourneaux Le laitier de haut fourneau est le principal sous-produit de l'industrie sidérurgique, il est constitué de toutes les parties minérales contenues dans la charge du haut fourneau (minerai et ajouts) qui subsistent après l'extraction du fer. (Phoummavong, 2015)
- Le laitier cristallisé concassé Il est obtenu par refroidissement lent à l'air libre, en fosse, il a l'aspect et les propriétés d'une roche magmatique. Il peut être plus ou

moins poreux, plus le refroidissement est lent et en couches minces, plus le laitier est cristallisé et compact (Arquie , et al., 1990). Il possède une masse volumique apparente $>1250 \text{ Kg/cm}^3$, de composition chimique constituée essentiellement de chaux, magnésie, silice et alumine (Alexandre , et al., 1988).

- Le laitier expansé ou bouleté Le laitier de coulée subit un traitement spécial : une puissante injection d'eau et une action mécanique. Les particules de laitiers sont alors projetées à plusieurs mètres qui subissent une trempe à l'air pendant la durée de leurs trajets (Alexandre , et al., 1988; Hachaichi, 2008). Le laitier expansé à une masse volumique apparente comprise entre 800 et 950 kg/m^3 . (Phoummavong, 2015)
- Les Scories d'aciérie Ces laitiers sont des sous-produits de la transformation de la fonte hématite en acier. Traité comme les laitiers de haut fourneau, ce matériau est handicapé par une défrisassions insuffisante qui conduit à une masse volumique élevée d'environ 3300 kg/m^3 (Arquie , et al., 1990).
- Les Schistes houillers : L'industrie minière en général et les houillères en particulier produisent des quantités considérables de matériaux stériles. Ces déchets trouvent des applications importantes dans des terrassements routiers comme granulats (Arquie , et al., 1990).
- Granulats à hautes caractéristiques élaborés industriellement Il s'agit de granulats élaborés spécialement pour répondre à certains emplois, notamment granulats très durs pour renforcer la résistance à l'usure de dallages industriels (granulats ferreux, carborundum...) ou granulats réfractaires (Arquie , et al., 1990).
- Granulats allégés par expansion ou frittage Ces granulats ont des caractéristiques de résistance, d'isolation et de poids très intéressants. Les plus usuels sont l'argile ou le schiste expansé, leurs masses volumiques varient entre 400 et 800 kg/m^3 selon le type et la granularité. Ils permettent de réaliser aussi bien des bétons de structure que des bétons présentant une bonne isolation thermique (Phoummavong, 2015).

I.2.2.3. Les Granulats Recyclés

Le granulat recyclé est le granulat résultant de la transformation de matériaux inorganiques antérieurement utilisés en construction. Dans cette catégorie se rangent des granulats, comme le béton concassé, le fraisât d'enrobés bitumineux...

- Les déchets de chantier sont composés essentiellement de déchets provenant des chantiers du bâtiment et des travaux publics et des activités industrielles consacrées à la fabrication de matériaux de construction. Ils sont définis comme étant des

déchets inertes qui ne se décomposent pas, ne brûlent pas, ne produisent aucune autre réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradables et ne détériorent pas d'autres matières avec lesquelles ils entrent en contact, d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine (Le LERM, 1999). Les déchets admissibles sont : les bétons, les pierres, les tuiles, les céramiques, les briques, les carrelages ainsi que les enrobés bitumineux sans goudron. L'amiante est considérée comme déchets inertes mais son utilisation est interdite pour des raisons de santé (ADEME, 1998).

- Les déchets de démolition sont une sous-catégorie des déchets du bâtiment qui regroupent tous les matériaux de déconstruction ou de réhabilitation. Comme le béton constitue presque de 75 % en poids de tous les matériaux de construction, il s'en suit donc que les fortes proportions des rebuts de démolition soient du béton (Bourmatte, 2005).

I.2.3. En fonction de la forme de leurs grains

les formes de corps irréguliers en trois dimensions comme les granulats sont difficiles à décrire, mais c'est une propriété vitale qui affectant l'ouvrabilité des bétons frais ainsi que sa résistance et sa durabilité (M. Elices, 2008) (Ming-Xiang Xiong, 2019). Les caractéristiques de la roche mère, les conditions climatiques et environnementales ainsi que le type de concasseur utilisé influencent la forme des graviers.

Les auteurs et les chercheurs proposent plusieurs classifications parmi celles-ci classifications celle apparue dans la norme BS 5930-2010 (Tableau I.1) et (Figure I.1) on dicte:

Tableau I.1. Classifications selon l'angularité, la forme et la texture.

Angularité	Très angulaire Angulaire Partiellement angulaire Partiellement Roulé Roulé Bien Roulé
Forme	Cubique Plate allongée
Texture	Rugueuse Lisse

Plusieurs documentations comme le livre de (Smith, et al., 2001) propose la classification suivante :

- Forme roulée (arrondi): existent dans les rivières, la mer et les dunes. Ces granulats sont naturels lissés par les intempéries, l'érosion et l'attrition. Rochers, pierres, sable et gravier trouvés dans les lits des rivières sont les granulats roulés les plus courants. Les granulats roulés ont la proportion minimale de vides entre 32% et 33%. Il est caractérisé par une surface spécifique minimale sur un volume donné donc une nécessité minimale d'eau de gâchage ou du liant d'enrobage. Il offre une ouvrabilité sensible par rapport au quantité d'eau aussi une aptitude au compactage congédiable. Donc le rapport E/C sera diminué. Le seul inconvénient est que les particules sont moins imbriquées les unes dans les autres et que, par conséquent, l'adhérence est faible.
- Forme irrégulier ou partiellement Roulé: Ceux-ci sont également formés par l'attrition, mais ne sont pas complètement arrondis. le taux des vides dans granulats varie de 35% à 37%. Il fournit une faible ouvrabilité que le gravier roulé pour une teneur en eau donnée. La demande en eau augmente donc un rapport E/C plus élevé. L'imbrication entre ces particules du mélange est préférable que les mélanges des graviers arrondies. En raison de leur forme irrégulière, ils développent une bonne adhérence et conviennent à la fabrication des bétons ordinaire.
- Forme angulaire : gravier angulaire produit après le concassage des roches et des pierres. Ce type de forme est caractérisé par un taux des vides le plus élevé qui varie de 38% à 45%. Il a besoin d'eau supplémentaire, il offre donc une ouvrabilité réduite pour un rapport E/C donné. L'imbrication entre ces particules angulaire dans un mélange est parfaite.
- Forme plate : Ce terme est utilisable lorsque l'épaisseur du grain est faible par rapport à sa largeur et sa longueur. En générale, les granulats plat ont une forme angulaire. Leur surface spécifique est plus important que les granulats cubique ou arrondie. Les granulats plat ont une tendance d'être posé dans un seul plan ce qui affecte la durabilité du mélange.
- Forme allongée : Lorsque la longueur du grain est plus grande que les deux autres dimensions, on l'appelle gravier allongé ou sa longueur est supérieure à 180% de sa dimension moyenne.
- Forme Plate et Allongée : Lorsque la longueur des grains est supérieure à leur largeur et que leur largeur est supérieure à leur épaisseur, il s'agit de graviers plats et allongés.

Les 3 types d'agrégats ci-dessus sont déconseillés pour les bétons. Ils sont généralement obtenus par mauvais concassage.

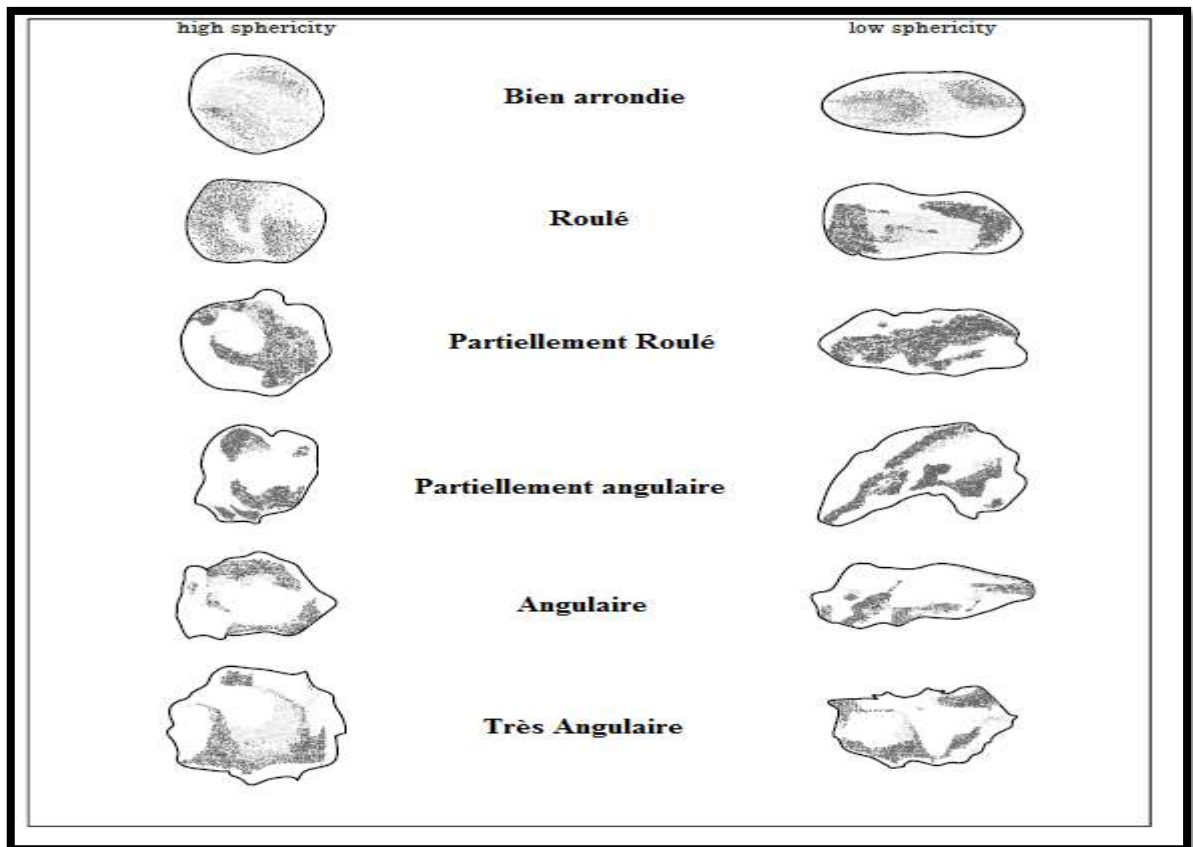


Figure I.1. Illustration des différentes formes possibles.

C'est vraiment très compliqué d'évaluer la forme des granulats irréguliers car ils proviennent la plupart du temps de variétés de roches ayant des propriétés physiques et chimiques différentes. La forme des granulats peut être influencée non seulement par les caractéristiques des roches mères, mais également par le type de concasseur utilisé pour leur concassage.

La principale classification l'adopté dans cette recherche est :

- La forme Roulé « Prélèvement de façon manuelle »
- La forme Concassée « concassage des roches de gros dimensions »

I.2.4. En fonction de la Texture

On cite ici la classification selon la norme anglaise BS 812-102 (Tableau I.2)

Tableau I.2. Classification selon la texture.

Texture	Caractéristiques
Glass	Conchoïdale (courbe) fracture.
Lisse	Lissé par l'eau ou par les rupture laminé ou roche à grain très fin.
Granulaire	Fracture présentant des grains arrondis de taille plus ou moins uniforme.
Rugueux	Fracture de roche à grain fin ou moyen ne contenant pas constituants cristallins facilement visibles.
Cristalline	Contenant des constituants cristallins facilement visibles
Nid d'abeille	Avec des pores et des cavités visibles

La figure I.2 explique la différence entre l'angularité, la forme et la texture.

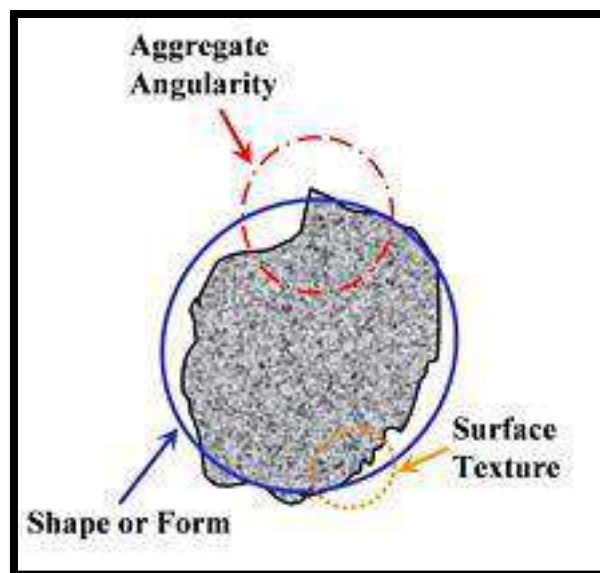


Figure I.2. Schéma explicative de la Forme, l'angularité et la texture.

I.2.5. En fonction de la Granularité :

Il existe cinq classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes d et D des granulats rencontrés (Norme NF P18-101):

- Les fines $0/D$ avec $D \leq 0,08$ mm,
- Les sables $0/D$ avec $D \leq 6,3$ mm,
- Les gravillons d/D avec $d \geq 2$ mm et $D \leq 31,5$ mm,
- Les cailloux d/D avec $d \geq 20$ mm et $D \leq 80$ mm,
- Les graves d/D avec $d \geq 6,3$ mm et $D \leq 80$ mm,

Il peut être utile dans certains cas d'écrire la classification suivante:

Tableau I.3. Classes Granulaires des granulats. (Tourenq, 2007)

Appellation		Dimension de la maille (mm)
Pierres Cassées et Caillaux	Gros	50 à 80
	Moyens	31,5 à 50
	Petits	20 à 31,5
Gravillons	Gros	12,5 à 20
	Moyens	8 à 12,5
	Petits	5 à 8
Sables	Gros	1,25 à 5
	Moyens	0,31 à 1,25
	Petits	0,08 à 0,31
Fines, Farines et fillers		Inférieurs à 0,08

I.3. CARACTERISTIQUES DES GRANULATS

Le choix des caractéristiques des granulats est déterminé par les contraintes mécaniques, physico-chimiques et esthétiques relatives au projet à réaliser et à la mise en œuvre du béton (maniabilité, enrobage, etc.). Les principales caractéristiques évaluées sont présentées sommairement ci-après.

Diverses observations et mesures et des essais en laboratoire permettent la caractérisation des granulats. Les granulats naturels sont décrits selon leur origine : soit sédimentaire, magmatique, métamorphique ou alluvionnaire. On effectue une analyse pétrographique visant à identifier les lithologies et les minéraux constituants. Ces essais sont réalisés sur des échantillons prélevés afin d'assurer leur représentativité. Une partie des observations pourront être réalisées en carrière en examinant les faces et les piles de production. Certains essais sont réalisés systématiquement sur les granulats avant leur incorporation dans les bétons (Québec, 2017).

I.3.1. Caractéristiques Géométriques

1.3.1.1. Granulométrie

La granulométrie représente la distribution des dimensions des grains contenus dans un granulat. Elle est déterminée par tamisage et exprime le pourcentage massique de granulats passant à travers une succession de tamis. Elle est exprimée par les dimensions de tamis et les pourcentages de passants cumulés à travers des tamis successifs.

1.3.1.2. Forme (plates et allongées)

La forme d'une particule grossière est définie à partir de sa plus grande dimension et de son épaisseur. Une particule de forme cubique ou sphérique est idéale pour un

granulat à béton. L'abondance de particules de forme allongée peut affecter les performances du béton en réduisant sa maniabilité et favorisant la ségrégation.

1.3.1.3. Texture superficielle des particules

La surface polie des particules peut réduire l'adhérence avec le ciment. Les particules de sables et graviers naturels peuvent avoir un très bon poli alors que les particules produites par concassage sont généralement rugueuses.

1.3.2. Caractéristiques Physico-Chimiques

1.3.2.1. Propreté des granulats (impuretés)

Les granulats sont susceptibles de contenir des impuretés qui peuvent affecter les performances du béton. Les impuretés peuvent perturber l'hydratation du ciment ou entraîner des défauts d'adhérence granulat-pâte avec incidence potentielle sur la résistance du béton. (Québec, 2017)

1.3.3. Caractéristiques Physiques et Mécaniques

Divers essais permettent de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des granulats. On peut distinguer deux classes d'essais :

- Des essais visant à reproduire certaines sollicitations propres à des usages spécifiques ; ces caractéristiques sont donc spécifiées en fonction de l'usage ;
- **Résistance à l'usure** Essai Micro-Deval : la résistance à l'usure est déterminée sans ou avec la présence d'eau dans un cylindre en rotation et vise à reproduire des phénomènes d'usure par frottement.
- **Résistance à la fragmentation des granulats grossiers** Essai Los Angeles : la résistance à la fragmentation est déterminée par chocs et à l'usure par frottements réciproques. L'essai consiste à culbuter un granulat dans un tambour contenant des boulets métalliques entraînant ainsi la production d'éléments fins.
- **Résistance au polissage des granulats grossiers** Cette caractéristique concerne les granulats utilisés pour la réalisation de couches de roulement (pavage) pour lesquels on recherche une résistance au polissage élevée.
- Des essais qui visent à déterminer les caractéristiques du granulat afin de permettre au producteur de bien doser son mélange pour le béton.

- **La porosité** est la proportion du volume des vides contenus dans les grains. La porosité des granulats courants est en général très faible mais elle est importante dans les granulats légers.
- **Coefficient d'absorption d'eau** Il est considéré que la résistance du béton sera plus élevée lorsque le matériau est moins absorbant. Des coefficients plus élevés sont acceptés en fonction du type de béton.
- **Masse volumique** La masse par unité de volume du granulat sec dépend du tassement des grains et est comprise entre 1400 kg/m^3 et 1600 kg/m^3 pour les granulats silico-calcaires de roche meuble. La masse volumique réelle (excluant les vides entre les particules) est de 2500 à 2800 kg/m^3 . Cette mesure permet une certaine vérification de la régularité minéralogique des matériaux et est utile au calcul des rendements volumiques des formules de béton.

1.3.4. Caractéristiques Chimiques

1.3.4.1. Teneur en Chlorures

Les chlorures modifient la cinétique d'hydratation du ciment et provoquent la corrosion des armatures. La teneur tolérée en chlorures issus de l'ensemble des constituants du béton est donc limitée. La quantité d'ions chlore acceptable dans les granulats est limitée à: 1 % pour les bétons non armés; 0,40 % pour les bétons armés selon Neville (Neville, 2000) et selon la norme européenne NF EN 206-1. Il s'agit principalement du chlorure de sodium pouvant être présent dans les roches sédimentaires (peut parfois être éliminé par lavage). Un sable provenant du bord de mer, tout comme un sable de désert, contient du sel et doit être traité (Neville, 2000).

1.3.4.2. Teneur en Sulfures et sulfates

Les sulfates ou les sulfures peuvent être à l'origine de phénomènes de gonflement ou de tâches. Divers sulfures sont observés dont le plus commun est la pyrite. La pyrrhotite s'observe dans les roches ignées ou métamorphiques et est très réactive. D'autres sulfures peuvent être observés qui sont généralement moins réactifs que la pyrite. Il faut donc limiter la teneur en soufre pour se prémunir de ce phénomène.

Les sulfures présents dans les granulats peuvent, en s'oxydant, se transformer en sulfates qui risquent de générer des phénomènes de gonflement.

L'oxydation et la transformation des sulfures seront plus ou moins rapides en fonction de facteurs tels la nature des sulfures, la matrice du béton et les conditions d'exposition. L'oxydation des sulfures se traduit généralement par l'apparition de taches de

rouille et par divers phénomènes de gonflement qui peuvent entraîner la fissuration du béton.

Il faut aussi limiter la teneur en sulfates qui, outre le risque de gonflement du granulat, peuvent réagir avec les aluminates du ciment ou perturber la prise et les actions des adjuvants.

I.3.5. Caractéristiques Pétrographiques

Le milieu rocheux est très complexe, les roches sont des solides "poly-cristallins" hétérogènes, composés de grains qui appartiennent à de multiples espèces minérales et qui sont de taille et de forme variées. Les propriétés des roches dépendent de deux éléments fondamentaux: (Guy, 2007)

- les minéraux dont il faut connaître la nature, les proportions relatives, les dimensions et leur mode d'assemblage;
- les discontinuités lesquelles sont associées aux pores et fissures.

L'identification des roches qui comprend la composition minéralogique, la texture et les discontinuités est très utile pour expliquer les propriétés physiques mécaniques. Elle intervient aussi dans la formabilité et l'abrasivité lors de l'exploitation d'un gisement.

I.4. NATURE CHIMIQUE DES GRANULATS ALLUVIONNAIRES

À l'intérieur des formations d'origine alluvionnaire, les matériaux sont également classés par les professionnels en 3 catégories qui reflètent le chimisme de la roche : (Guy, 2007)

- Les graves siliceuses ne contiennent pas (ou peu) d'éléments calcaires mais ne sont pas homogènes pour autant : certaines sont constituées d'un mélange de silex et de sables quartzeux très largement dominant dans les sables alors que la plupart des autres graves résultent de l'usure progressive d'éléments de roches magmatiques ou métamorphiques : galets et graviers de granites, diorites, gneiss, localement basaltes ou autres laves, etc. et de sables essentiellement quartzeux.
- Les graves silico-calcaires regroupent dans cette catégorie des matériaux divers. La partie « siliceuse » est constituée tantôt de débris de roches magmatiques ou métamorphiques qui se trouvent en (Rhône, Durance, Rhin, par exemple), tantôt de silex (Seine, Yonne). La partie « calcaire » est également très hétérogène, les bassins versants des cours d'eau concernés étant très variés. De façon générale, on constate cependant une évolution très nette de la composition pétrographique de ces graves d'une classe granulaire à l'autre et quel que soit le cours d'eau concerné.
- Les alluvions calcaires les plus abondantes. Dans les plupart des cas, il s'agit le plus souvent de matériaux assez peu grossiers, le pourcentage en éléments supérieurs à 50 mm étant faible. Ces graves calcaires sont généralement utilisées

pour la fabrication des bétons courants ; il arrive cependant qu'elles soient utilisées en technique routière. En effet, certaines graves calcaires présentent de plus fortes résistances mécaniques que certaines graves siliceuses.

I.5. INFLUENCE DES CARACTÉRISTIQUES DES GRANULATS SUR LES BÉTONS

I.5.1. La Granularité

Les granulats pour béton devraient contenir des gammes continues des grains de sable et de gravier. La discontinuité de la granularité peut être utilisée et peut-être nécessaire dans certaines applications.

La granularité pour les enrobés bitumineux varie en fonction de la conception et la formulation.

I.5.2. La Forme et la Texture

La forme de gravier et du sable a des effets remarquables sur l'ouvrabilité du béton frais et sur la résistance du béton durci.

Ces effets ont tendance à être bénéfiques lorsque la forme de la particule prédominante est équidimensionnel, et ils sont préjudiciables lorsque la forme prédominante est plate ou allongée (U. S. Department of Interior, 1981; Smith, et al., 1993).

le contact inter-granulaire est un paramètre important lorsqu'il est parfait il améliore la rigidité des mélanges bitumineux, ce paramètre s'améliore lorsque les particules soient angulaires. Excessives particules plates ou allongées peuvent être nocifs. Les granulats pour mélanges bitumineux doivent être raisonnablement exempts de particules plates ou allongées. Les surfaces lisses des granulats sont faciles à être enrobé par le bitume, mais ils offrent une faible résistance à maintenir l'ensemble en place.

La texture de la surface des granulats affecte principalement la liaison entre eux et la pâte de ciment dans le béton durci. Les résistances à la flexion et à la compression du béton diminuent si la texture des particules est lisse. Les progrès récents de la technologie du béton de ciment ont permis de produire du béton à très haute résistance avec des graviers ayant une texture de surface relativement lisse par l'utilisation des additifs et d'adjuvants spéciaux (Smith, et al., 1993).

De façon générale, dans les mélanges hydrauliques, l'angularité du granulat exerce une influence sur plusieurs propriétés du béton. Les chercheurs soulignent que les granulats angulaires (et rugueux) nécessitent plus d'eau de mélange par unité de volume de béton produit que les granulats ronds (et lisses). Par contre, on observe que les liens entre la pâte du ciment et le granulat sont plus faibles dans le cas de granulats de faibles angularité et rugosité.

Ils observent aussi que cette demande accrue d'eau dans le cas d'un granulats à angularité plus élevée entraîne soit une diminution de résistance du béton ou une diminution de son ouvrabilité selon que l'on ajoute ou non de l'eau.

L'angularité est défavorable pour une bonne maniabilité et une finition lisse. Une attention devra donc être portée aux alluvions concassés, tamisés et lavés.

Dans le cas des mélanges bitumineux, Les grains ronds ont en général une moins bonne adhésivité aux liants mais par contre assurent une meilleure compacité et maniabilité à la mise en œuvre. Les grains anguleux sont favorables à l'augmentation de l'angle de frottement interne, à la stabilité des mélanges et à une meilleure adhérence du pneu lors du freinage sur la surface de chaussées mouillées. L'angularité des grains est favorable ainsi à une résistance à l'orniérage (Guy, 2007).

I.5.3. La Porosité

Une corrélation approximative existe entre la qualité des agrégats et la porosité de la roche. La porosité affecte la résistance et les caractéristiques élastiques, ainsi que la perméabilité, l'absorption et la durabilité. Les roches ayant une absorption d'eau de 2% ou moins produiront généralement des bons granulats. tandis que des roches avec une absorption d'eau dépasse 4% ne le peuvent pas (Smith, et al., 1993).

les grands volumes de pores perméables ne sont pas souhaitables en agrégat pour la plupart des applications. Les grands volumes de pores permettent aux granulats d'absorber de grands volumes d'eau ou de solutions salines, ce qui réduit la dureté.

Pour les mélanges bitumineux, un volume important de pores augmente également l'absorption du liant ce qui influe sur le cout des projets routiers.

I.5.4. La Masse Volumique

La masse volumique peut être un indicateur utile pour évaluer l'aptitude d'un agrégat. Une densité très faible indique fréquemment un agrégat poreux, faible ou absorbant; une densité élevée indique généralement un granulats de haute qualité.

La densité des agrégats est importante lorsque des considérations de conception ou de structure exigent que le béton ait un poids maximal ou minimal.

Le tableau I.4 présente un extrait du tableau général préparé par « Arquie G » qui présente les Propriétés à retenir en fonction de l'emploi des granulats dans plusieurs matériaux, dont on a extrait ce qui est relié avec les deux matériaux étudiés dans cette recherche (Mélange Hydraulique et Hydrocarboné).

Tableau I.4. Propriétés à retenir en fonction de l'emploi des granulats.
(Arquie , 1980)

Emploie	caractéristiques				
	Granularité	Forme angulaire	Propreté	Adhésivité	Résistance Mécanique
Béton Ordinaire	Caractéristique importante Granularité discontinue de type 2/3 Gravillon et 1/3 Sable.	Caractéristique peu importante.	Qualité fondamentale, tant sous l'angle de la propreté chimique que sous celui de l'équivalent de sable (ES>80%)	Pratiquement toujours suffisante	Exclusion des calcaires tendres
Béton de qualité supérieur	Caractéristique très importante, on attribue de plus en plus d'importance à la compositions des éléments fins. Ségrégation à éviter.	Caractéristique peu importante. Préférence pour les éléments Ronds	Qualité fondamentale, tant sous l'angle de la propreté chimique que sous celui de l'équivalent de sable.	Pratiquement toujours suffisante	Limitation controversé du pourcentage de Co3-Ca notamment dans les sables et pour les bétons routiers
Béton Bitumineux	Caractéristique fondamentale. Prescriptions très rigoureuses. Courbe très étudier conduisant à une compacité voisine mais légèrement inférieur à la compacité maximale (une courbe trop pleine conduire à un ressuage du liant)	L'angularité est une caractéristique fondamentale tant pour la stabilité que pour la lutte contre la glissance	Caractéristique fondamentale. ES>45	Caractéristique fondamentale. Testé par le rapport de la résistance à la compression d'une éprouvette conserver dans l'eau à la résistance d'une éprouvette conservé à sec (essai d'immersion-compression)	Caractéristique doublement fondamentale. Sous forme de résistance à l'attrition et de résistance au polissage.

I.6. LE CONCASSAGE

Le concassage est l'opération qui permet la réduction granulométrique des matériaux, autrement dit la diminution de la taille des éléments qui constituent les matériaux en cours d'élaboration.

Il s'agit d'un procédé purement mécanique qui consiste, le plus souvent, à placer les matériaux entre deux plaques métalliques dont l'une est fixe et l'autre est mobile et se rapproche de la plaque fixe. En fonction de la vitesse de rapprochement on parlera d'écrasement ou de percussion.

I.6.1. Précédé de Production

La production des granulats passe par plusieurs étapes principales afin d'avoir un matériau près à l'emploi dans les travaux routiers et les travaux de construction avec les dimensions et la granularités souhaitées selon la demande des clients et les exigences normatives. Le schémas (Figure I.3) présente les principales étapes de la production des granulats au niveau des carrières.

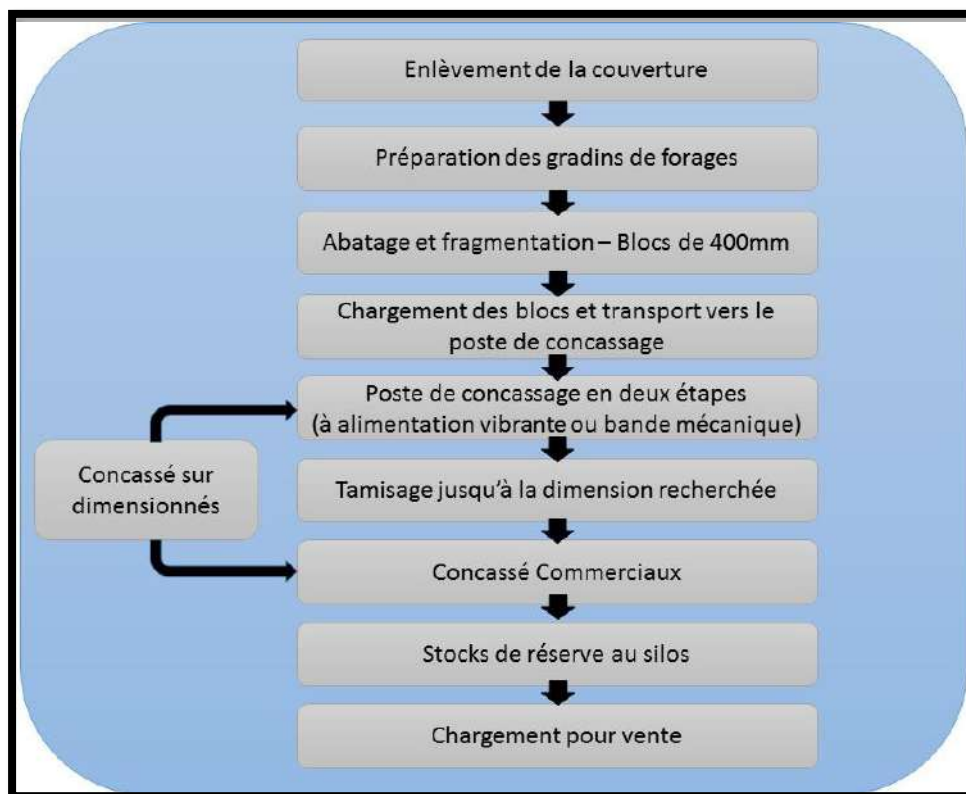


Figure I.3. Schéma général du procédé de production des granulats.

1.6.2. Types de concasseur et principe de fonctionnement

On distingue les types de concasseurs selon leur fonction dans l'usine de production de granulat on a l'habitude de les classer d'après leur mode d'action. La fragmentation met en œuvre trois actions : compression, impact et attrition (Vincent, 2001).

Dans les machines opérant par compression : les morceaux subissent une action d'écrasement soit répétée, comme c'est le cas dans les concasseurs à mâchoires ou giratoires, soit continue comme dans les concasseurs à cylindres.

Dans les machines opérant par impact : les morceaux sont frappés violemment par un organe tournant à grande vitesse et projetés contre des enclumes, de façon à induire des fractures suivant les plans de clivage naturels de la roche.

Dans les machines opérant par attrition : c'est essentiellement l'abrasion qui est mise en jeu; ces machines sont surtout utilisées pour la production de sable.

Par convention, on classe les machines de concassage en fonction de l'action prépondérante qu'elles utilisent pour la fragmentation.

Les concasseurs opérant par compression

- Concasseurs à mâchoires.
- Concasseurs giratoires.
- Concasseurs à cône.
- Concasseurs à rotors dentés.

Les concasseurs opérant par impact

- Concasseurs à percussion à axe horizontal.
- Concasseurs à percussion à axe vertical.
- Concasseurs à cylindre de frappe.

Les concasseurs opérant essentiellement par attrition

- Broyeurs autogènes et semi-autogènes.

1.6.2.1. Concasseurs à mâchoires

Le concasseur à mâchoire (Figure I.4) est une machine à broyer des roches (granite, calcaire, etc.) généralement à des fins industrielles, vu que la roche est la matière première par excellence de quasiment toutes les industries (métallurgie minière, etc.)

L'appellation « à mâchoire » est due au dispositif de concassage, qui reprend le principe de base d'une mâchoire, avec une paroi fixe et une autre mobile, la roche étant coincée entre les deux. La partie mobile est entraînée en rotation par une bielle (excentrique) qui assure la rotation de la mâchoire. Le ressort de rappel à sa base permet de ramener la mâchoire afin de laisser passer les matériaux broyés. Ce concasseur associe donc deux mouvements. Un mouvement de compression (de gauche à droite) afin de concasser le granulat et un mouvement de friction (du haut vers le bas) afin de faire descendre les matériaux vers le convoyeur de réception des matériaux broyés. Les débits de telles machines sont conditionnés par leur taille d'ouverture et le réglage côté fermé à la base des mâchoires, là où sortent les matériaux.

Les mouvements répétitifs de la partie mobile, entraînés généralement par un moteur et une courroie, brisent la roche en petites pierres, la transformant en un produit fini commercialisable pour la fabrication du béton de construction, voire de route et autres applications.

Le concasseur à mâchoire reste de très loin le concasseur le plus populaire dans le monde, grâce à sa conception rudimentaire, sa fiabilité, sa maintenance peu coûteuse et ne nécessitant pas de grandes notions d'ingénierie (Diemar, 1990).

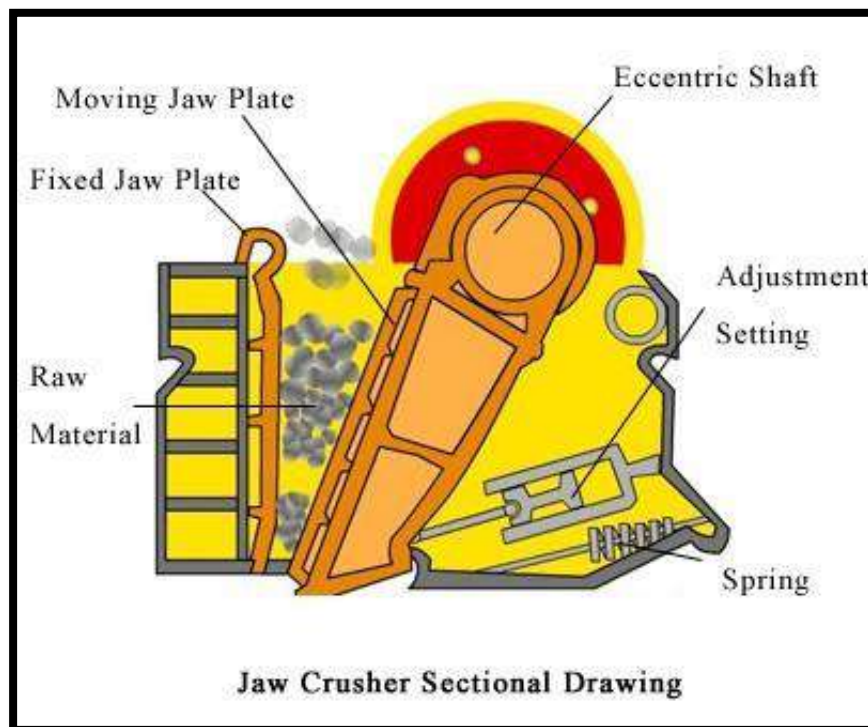


Figure I.4. Schéma du concasseur à mâchoires. (Diemar, 1990)

1.6.2.2. Concasseurs giratoires

Le principe du concasseur giratoire est semblable à celui du concasseur à mâchoires, mais il est composé d'une surface concave et d'une tête conique. Les deux surfaces sont généralement doublées avec des pièces en acier au manganèse. Le cône interne a un léger mouvement circulaire, mais ne tourne pas, le mouvement est généré par un excentrique. Comme avec le concasseur à mâchoires, le matériau chute entre les deux surfaces en étant progressivement écrasé jusqu'à ce qu'il soit assez petit pour tomber dans l'espace entre les deux surfaces (Hamile, 1999).

Le concasseur giratoire est l'un des principaux types de concasseurs primaires dans les mines ou les usines de traitement du minerai. Les concasseurs giratoires sont désignés par leur taille, soit selon l'ouverture maximum et le diamètre inférieur de la mâchoire mobile, soit par la taille de l'ouverture de réception. Les concasseurs giratoires peuvent être utilisés pour le concassage primaire ou secondaire. Le concassage est causé par la fermeture de l'écart entre la mâchoire mobile montée sur l'arbre central vertical et les doublures concaves (fixes) montées sur le châssis principal. Cet écart varie grâce à un excentrique sur la partie inférieure de l'arbre, qui entraîne l'arbre central vertical en rotation. L'arbre vertical est libre de tourner autour de son axe. Le concasseur est illustré d'un type court arbre de broche suspendue, ce qui signifie que l'axe principal est suspendu au sommet et que l'excentrique est monté au-dessus de la couronne. La conception à arbre court a remplacé la conception à arbre long dans lequel l'excentrique est monté au-dessous de la couronne (Hamile, 1999). La Figure I.5 illustre un schéma explicative du concasseur giratoire.

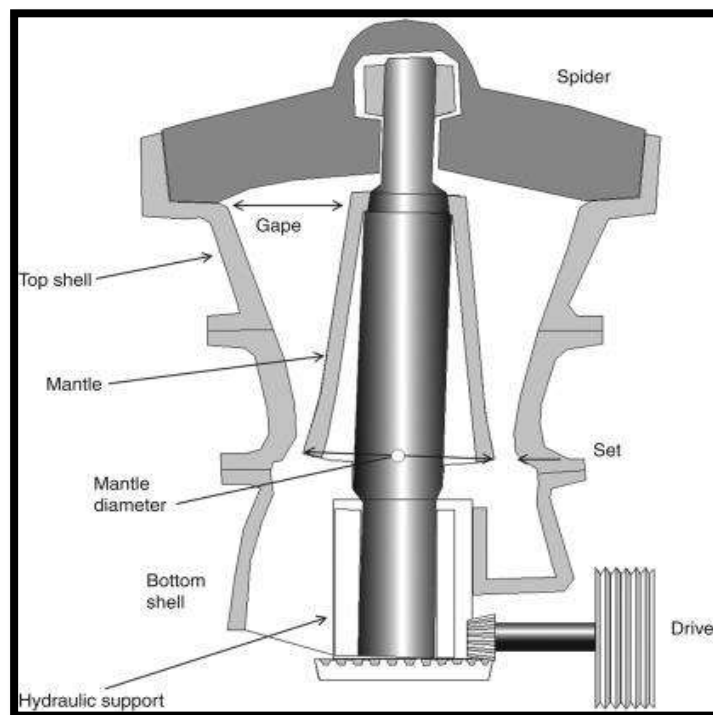


Figure I.5. Schéma du concasseur giratoire. (Hamile, 1999)

1.6.2.3. Concasseurs à cône

Un concasseur à cône ou concasseur conique (Figure I.6) a un fonctionnement similaire au concasseur giratoire, avec moins de pente dans la chambre de cassage et une plus grande zone parallèle entre les zones de concassage. Un concasseur à cône brise la roche en la serrant entre une tête excentrée tournante, qui est couverte par un blindage résistant à l'usure (mâchoire mobile), et le bol, couvert par un concave manganèse ou une mâchoire fixe. Comme la roche entre par le sommet du concasseur à cône, elle se coince et se comprime entre la mâchoire mobile et la mâchoire fixe. De gros morceaux de minerai sont cassés une fois, puis tombent à une position inférieure (car ils sont maintenant plus petits), où ils sont à nouveau cassés. Ce processus continue jusqu'à ce que les morceaux soient assez petits pour passer à travers l'ouverture étroite dans le bas de la chambre de cassage. Un concasseur à cône est adapté au concassage de divers minerais et roches, pour des dureté allant de mi-dure à dure. Il a l'avantage d'une construction fiable, d'une haute productivité, d'un réglage facile et de faibles coûts opérationnels. Le système de libération à ressort d'un concasseur à cône agit comme une protection contre les surcharges qui permet aux matériaux non broyables de passer par la chambre de concassage sans endommager le concasseur (Hamile, 1999).

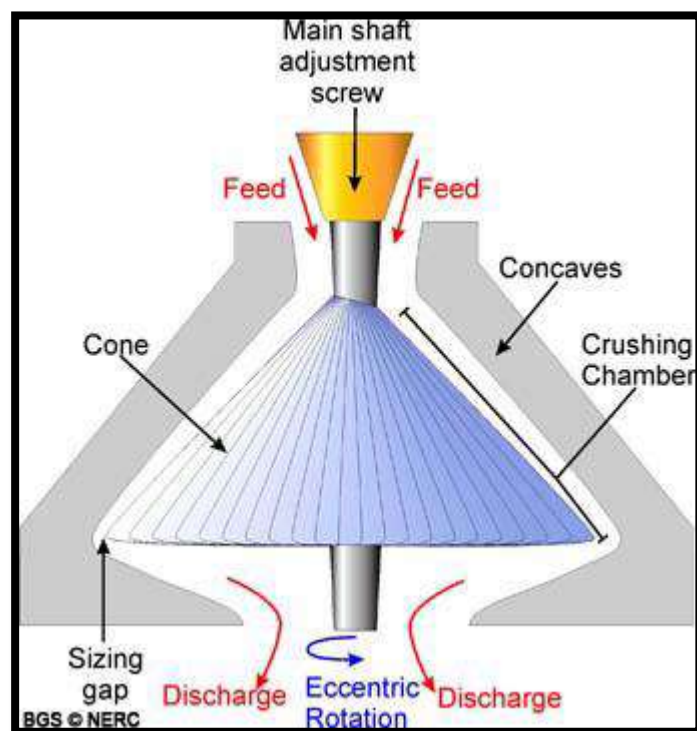


Figure I.6. Schéma du concasseur à cône. (Hamile, 1999)

I.6.2.4. Concasseurs à percussion

Le concasseur à percussion appelé aussi concasseur à marteau peut être à axe horizontal ou vertical (Hamile, 1999).

A axe horizontal : Le concasseur à axe horizontal (Figure I.7) utilise la percussion pour briser la roche contrairement aux concasseurs à mâchoires, giratoire et à cône qui utilisent la compression. Il est composé d'un rotor lui-même équipé de battoirs ou marteaux et d'écrans de projection lieux d'impact des cailloux. Ce type de concasseur peut être utilisé en primaire ou secondaire ou tertiaire selon les tailles et technologies (MMD, 2005).

Le principe de concassage est :

- alimentation du concasseur en partie supérieure latérale.
- percussion des cailloux par les marteaux et projection en direction des écrans.
- rencontre avec l'écran, le caillou se brise sur l'écran et repart en direction des marteaux par rebond sur l'écran.
- rencontre avec les marteaux et recommencement du processus ou rencontre avec un autre caillou en sens inverse.

Tout au long du processus les cailloux descendent par gravité au fur et à mesure du concassage et sortent ensuite de la chambre de concassage. La capacité du concasseur à briser un caillou est liée à l'énergie accumulée par le caillou lors de l'impact avec le marteau. Cette énergie est donc dépendante de la vitesse du marteau mais aussi de la masse du caillou, c'est pourquoi il peut être difficile de briser des cailloux de petites dimensions avec ce type de concasseur. La variation d'alimentation du concasseur peut aussi influencer sur l'usure des battoirs.

La percussion permet d'obtenir des matériaux avec une meilleure forme, c'est-à-dire une meilleure cubicité des gravillons. Cependant il est bien plus sensible à l'usure et à l'abrasivité des matériaux et n'est donc pas adapté à tous les types de roches.

Le réglage d'un concasseur à percussion se fait sur la fermeture, c'est-à-dire la plus proche distance entre les battoirs sur le rotor et les écrans de projection et éventuellement sur la vitesse de rotation du rotor.

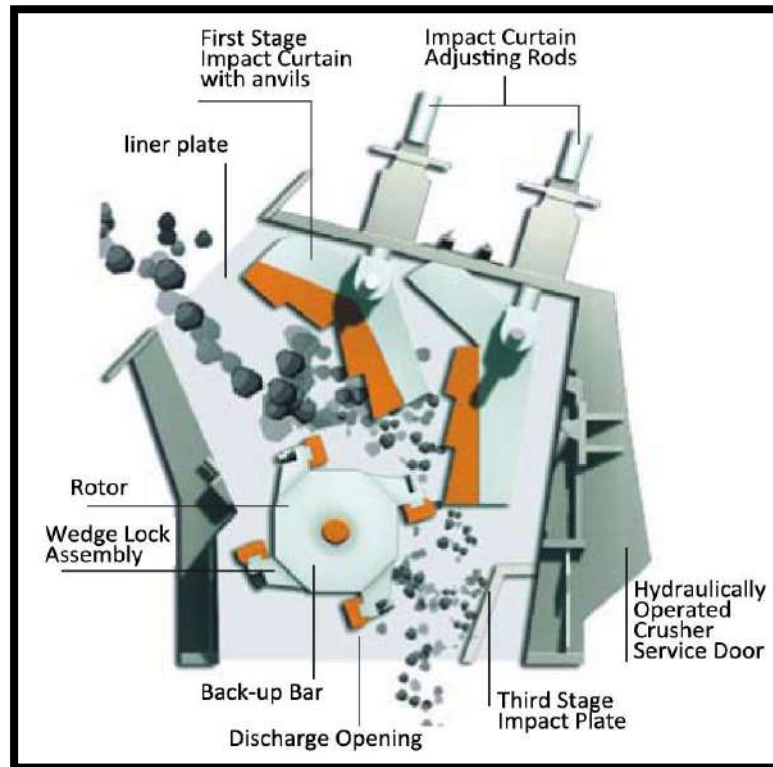


Figure I.7. Schéma du concasseur à percussion à axe horizontal. (MMD, 2005)

A axe vertical : Le concasseur à axe vertical (Figure I.8) est utilisé pour fabriquer des sables de qualité. En effet, il permet de concasser encore plus finement les graviers en finissant de rompre les liaisons les plus faibles rémanentes du granulat. On obtient ainsi un sable dont la consistance et la forme sont optimaux pour les sables types bétons notamment. Cette machine combine l'énergie de rotation avec l'énergie de percussion pour concasser les matériaux. En entrée, les granulats arrivent par la tête du concasseur. Par gravité, ils arrivent par l'intermédiaire d'une goulotte verticale sur une plaque de distribution (en fer fortement chromé pour minimiser l'usure), légèrement conique pour éviter que les matériaux ne stagnent dessus. Le rotor vertical est constitué d'une chambre en rotation, blindée, possédant en général 4 ouvertures avec des pièces d'usure sur les côtés: les blocs de percussions. La plaque de distribution envoie par force centrifuge et gravitationnelle les matériaux vers les ouvertures. Une fois proches des ouvertures, les blocs de percussions frappent les matériaux et les projettent sur une couronne d'enclume, solidaire du bâti. Si les granulats ne sont pas cassés par la percussion des blocs, l'énergie supplémentaire emmagasinée lors de la frappe permet de les casser lors de la rencontre avec l'enclume.

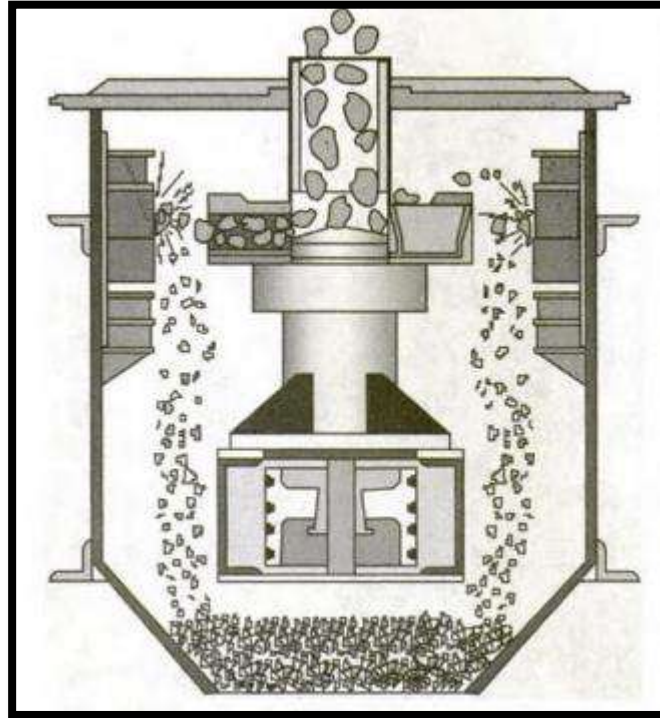


Figure I.8. Schéma du concasseur à percussion à axe vertical. (MMD, 2005)

D'après Guy Dallaire (Guy, 2007) le concasseur à mâchoire est le type le plus pauvre en ce qui concerne la production d'un gravier de forme cubique. Le Tableau I.5. montre l'emploi et les limites d'opération de différents types de concasseurs, autant que la production de particules cubiques est concernée.

Tableau I.5. Qualité de la production selon le type de concasseur. (Guy, 2007)

Types de concasseurs	Mâchoire	giratoire	Conique	A percussions	Cylindre	
					simple	double
Production des particule cubique	Pauvre	Bonne	Bonne	Excellente	Bonne	Bonne

I.6.3. Rapport de Concassage et Indice de Concassage

I.6.3.1. Rapport de Concassage (RC)

Le rapport de concassage est le rapport entre le d du matériau alimentant le concasseur et le D du 0/D produit par le concasseur. Exemple :

- Un 0/10, produit par un concasseur alimenté en 20/40. A un rapport de concassage RC2. (UNPG, 2005)

- Inversement, un 0/10 de rapport de concassage RC4. Est produit par un concasseur alimenté avec du 0/40 D. (UNPG, 2005)

I.6.3.2. Indice de Concassage (IC)

L'indice de concassage d'un 0/D produit par un concasseur est le pourcentage de refus à D du matériau alimentant le concasseur. Exemple :

- Un 0/20 produit à partir d'un matériau 20/60. À un indice de concassage IC 100.
- Un 0/20 produit à partir d'un matériau 16/60. Ayant 60% de refus à 20mm. À un indice de concassage IC 60. (UNPG, 2005)

I.7. CONCLUSION

Les granulats sont des matériaux inertes naturels ou artificiels qui sont solidarités par le ciment ou d'autres liants. Ils constituent le squelette granulaire du béton hydraulique ou hydrocarboné ou biens d'autres matériaux, ils doivent comporter le moins de vide possible.

Les granulats sont une importante source de matière première indispensable pour le développement industriel et économiques et des infrastructures.

Dans ce chapitre nous avons présenté des notions générales sur les granulats en terme d'origine, caractéristiques, influence de ces caractéristiques sur les béton et les enrobés et en a fini par les principaux types de concassage connue.

CHAPITRE II

GÉNÉRALITÉS SUR LES MÉLANGES HYDROCARBONÉS

Généralités sur les Mélanges

Hydrocarbonés

II.1. INTRODUCTION

Les matériaux bitumineux sont des matériaux viscoélastiques thermo-susceptibles ayant des propriétés adhésives et cohésives, très utilisés dans la construction et l'entretien des structures de chaussées, de trottoirs et pour l'étanchéité des toitures. La construction routière consomme environ 90 % de la production mondiale du bitume.

Pour les matériaux de chaussées traités au liants bitumineux, le bitume représente en moyenne 5% de sa composition massique, alors que le squelette granulaire représente environ 95% (Benedetto , et al., 2005; Langlois, 2005). Grâce à ses propriétés viscoélastiques, de cohésion et d'adhésion, le bitume permet de lier durablement les granulats entre eux et de conférer ainsi à la chaussée une rigidité et une portance suffisante pour supporter les charges liées au trafic et aux contraintes liées au climat.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les constituants des enrobés bitumeux en détail et leur formulation, Ensuite nous présenterons quelques tests qui permettent d'évaluer leur qualité.

II.2. PRINCIPAUX CONSTITUANTS DES ENROBÉS BITUMINEUX

II.2.1. Granulats

Le mot granulat signifie un ensemble de particules de formes, de dimensions et de natures différentes provenant de la roche ou d'un matériau recyclé (Aïtcin, et al., 1992). Il peut être considéré minéralogiquement comme une espèce chimique naturelle se présentant sous forme de solide cristallin. C'est un matériau constitutif d'écorce terrestre formé d'un assemblage de minéraux présentant une certaine homogénéité et généralement dure et cohérente (Paradis, 2006). Il est possible par concassage et tamisage d'obtenir des granulats d'une multitude forme et de dimensions. Généralement, on classe les granulats selon deux catégories :

- 1) granulat d'origine naturelle,
- 2) granulat d'origine artificielle.

Les granulats d'origine naturelle proviennent soit des carrières, des sablières ou bien des gravières et ont subi seulement des transformations mécaniques. Les granulats d'origine artificielle sont ceux qui proviennent de sous-produits industriels (scories d'aciers), du recyclage des chaussées (Granulats Bitumineux Recyclés - GBR) ou bien qui sont fabriqués et destinés à un usage bien précis (fibres synthétiques) (Lachance, 2014).

Tel que vu auparavant, les granulats représentent la majeure partie, en masse et en volume, d'un enrobé ce qui signifie que le choix de leurs dimensions, de la qualité et des autres caractéristiques est une partie très importante de la formulation d'enrobé. Cette étape est donc cruciale afin d'obtenir les caractéristiques et performances désirées de l'enrobé.

II.2.1.1. Familles des granulats

Les granulats se répartissent suivant leur taille moyenne en plusieurs familles : fines, sables et gravillons. Les diamètres minimaux et maximaux de ces familles sont normalisés. (Baaj, 2002; Ceriu Infrastructures, 2002).

1) Les fines

Les fines (passants à 80 μm) d'un mélange hydrocarboné sont généralement un mélange de fines d'apport en faible proportion et de fines du sable majoritaires. Les fines d'apport peuvent être issues de roches massives : le filler calcaire est utilisé majoritairement. On rencontre également d'autres matériaux tels que le ciment, la chaux vive, le filler activé (mélange de fines calcaires et de chaux éteinte), la chaux éteinte, les cendres volantes, les fillers de cimenterie et les ardoises.

2) Les sables

Les sables pour enrobés sont les éléments inférieurs à 6,3 mm. Le sable doit répondre à des qualités bien spécifiques pour garantir des caractéristiques mécaniques acceptables du mélange bitumineux. Des sables roulés sont aussi utilisés pour améliorer la maniabilité des mélanges.

3) Les gravillons

Les gravillons (d/D) constituent « l'ossature » du mélange hydrocarboné. À ce titre, leur nature, leur angularité, leur forme conditionnent pour partie la stabilité des mélanges et les caractéristiques de surface des couches de roulement. De plus, la nature minéralogique influe directement sur la formulation du mélange : certains matériaux (basaltes, granites, gneiss) sont plus difficiles à compacter, d'autres présentent un caractère absorbant (laitiers, calcaires dolomitiques) dont il faut tenir compte pour le dosage en liant. La nature minéralogique et la propreté influent également sur l'adhésivité bitume - granulat.

II.2.1.2 Propriétés des Granulats

1) La granularité

La granularité est la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat selon leur poids. Elle conditionne la compacité de l'enrobé bitumineux ainsi que ses caractéristiques mécaniques. L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en

utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par la vibration de la colonne de tamis. Pour constituer le squelette granulaire de l'enrobé bitumineux, on mélange les différentes classes granulaires dans une certaine proportion. La distribution de la taille des différents grains (des plus gros au plus petit) constitue la courbe granulométrique du mélange. Celle-ci peut être continue ou discontinue (c'est-à-dire qu'une ou plusieurs fractions granulaires peuvent manquer), selon la destination du mélange et les propriétés visées. Pour exemple, la courbe granulométrique des enrobés drainants est fortement discontinue, ce qui permet d'obtenir une porosité élevée après la mise en place.

2) *La forme*

La forme d'un élément granulométrique est définie par le coefficient d'aplatissement qui dépend des trois caractéristiques dimensionnelles principales : l'épaisseur, la grosseur et la longueur.

Les granulats plats ne permettent pas de réaliser des bétons très compacts et, par ailleurs, en technique routière, ils ne peuvent être utilisés car ces éléments ont tendance à prendre une orientation préférentielle proche de l'horizontale selon leurs plus grandes dimensions, ils conduisent à des couches de roulement trop glissantes.

3) *L'angularité*

L'angularité est une qualité beaucoup plus fondamentale que la forme. En effet, les éléments qui présentent des faces se coupant avec les angles vifs, augmentent l'angle de frottement interne du matériau et diminuent sa maniabilité ce qui a deux effets opposés : le compactage est plus difficile, mais si on réussit celui-ci, la stabilité est plus élevée.

4) *La propreté*

Il s'agit de l'absence dans un granulat d'éléments fins indésirables. Ce sont soit des fines plastiques naturelles (argile), soit des fines issues du concassage ou du broyage des roches,

- La présence d'argile autour des grains risque, une fois humide, de leur faire perdre toute stabilité,
- La qualité de l'adhésivité du bitume sur le granulat dépend de la propreté de la surface de chaque granulat ; une faible propreté diminue l'adhésivité du bitume,

5) *Résistance à la fragmentation (chocs)*

Elle est mesurée par le coefficient « Los Angeles ». Cette mesure est destinée à évaluer la résistance des granulats à la fragmentation sous l'action du trafic.

6) *Résistance à l'attrition et à l'usure*

L'essai utilisé est le Micro Deval à sec ou en présence d'eau. Cette mesure ayant pour objectif de chiffrer l'usure qui se produit d'une part entre les gravillons entre eux

même dans une assise et d'autre part entre le pneumatique et le granulat à la surface des revêtements. Comme l'usure est très influencée par la présence d'eau, l'essai le plus représentatif est le Micro Deval en présence d'eau.

7) *La résistance au polissage*

Les couches de roulement de chaussées ne doivent pas être exécutées avec des matériaux trop polissables, en égard au trafic auquel elles sont destinées, afin d'éviter que les chaussées ne deviennent glissantes. L'essai permettant de mesurer la résistance au polissage ne s'adresse qu'aux gravillons destinés aux couches de roulement, il s'agit du coefficient de polissage accéléré (CFA). En faisant varier ces composantes en quantité et en qualité, on peut obtenir une gamme très large de propriétés débouchant sur des applications fort diverses (Brara, 2004).

8) *Nature et composition minéralogique*

La nature minéralogique des granulats influe essentiellement sur leur mode de rupture lors du concassage, sur leur forme ainsi que sur leur adhésivité avec le bitume, On distingue les granulats alcalins et les granulats acides ; les premiers étant essentiellement le calcaire et le marbre, les seconds le granite et le quartzite. Les propriétés d'un granulat sont en grande partie déterminées par sa teneur en silice (SiO_2). Les granulats qui possèdent des taux élevés de silices (les granulats siliceux) ne présentent généralement pas une bonne adhésivité avec les bitumes. Par contre, il est reconnu que les granulats alcalins, tels que le calcaire (avec faible teneur en silice), adhèrent parfaitement au bitume.

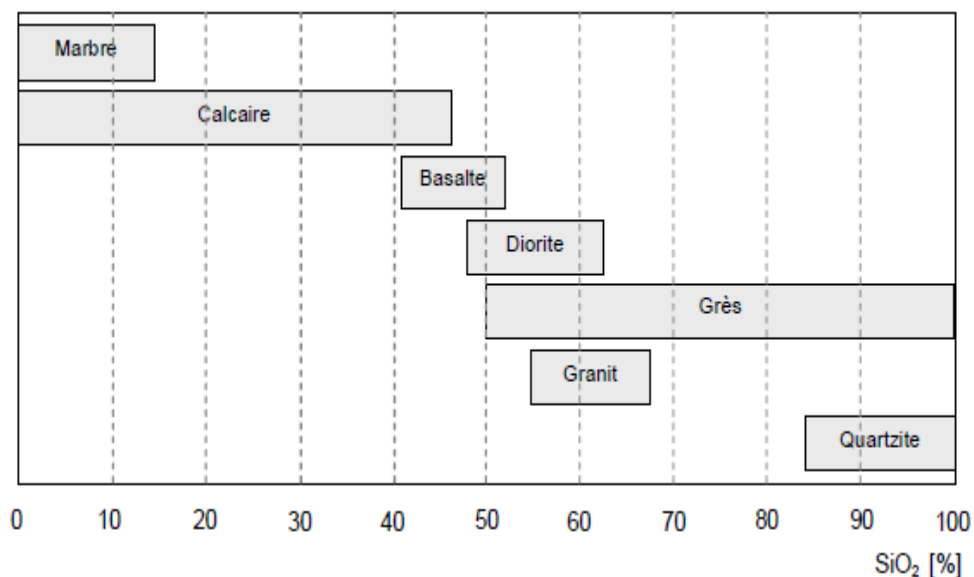


Figure II.1. Classification simplifiée des roches en fonction de la teneur en silice (SiO_2) (Ait Mokhtar, 1994).

II.2.2. Liants hydrocarbonés

Les deux grandes catégories de liants hydrocarbonés sont les goudrons et les bitumes. À l'origine, les seuls liants routiers étaient les goudrons, qui provenaient de la distillation des goudrons bruts d'usines à gaz ou de cokeries de hauts-fourneaux. L'arrêt des usines à gaz a fait que le goudron routier, sous sa forme traditionnelle, a pratiquement complètement disparu, le brai de cokerie trouvant d'autres applications plus rentables et les huiles de goudron étant utilisés en ajout au bitume pour en faire des bitumes fluxés. La quasi-totalité des liants routiers est donc maintenant à base de bitume pure (Berthier, 1992).

II.2.2.1 Types de bitumes

1) Bitume naturel

Le bitume existe à l'état naturel sous forme de résidu d'anciens gisements de pétrole dont les éléments les plus légers ont été éliminés au cours du temps par une sorte de distillation naturelle. Ils sont extraits soit à ciel ouvert, les gisements se présentent alors comme de véritables lacs, soit sous forme de filons en sous-sol. Le plus connu de ces bitumes naturels est le bitume de Trinidad qui relève du premier type de gisement.

Les bitumes naturels subissent des opérations de dégazage et de déshydratation avant d'être conditionnés, le plus souvent, en bacs fusibles. Au total, la production mondiale est très faible puisqu'elle ne dépasse pas 200 000 t. Ils ne sont guère utilisés que comme ajout pour certaines utilisations particulières, compte tenu de leurs caractéristiques spécifiques (aptitude à être colorés, effet stabilisateur pour les asphaltes coulés...) (Berthier, 1992).

2) Asphalte naturel

L'asphalte naturel est constitué par une roche calcaire imprégnée d'hydrocarbures lourds (jusqu'à 20%). Le bitume naturel d'imprégnation a des caractéristiques particulières du fait de l'exsudation par la roche des fractions non colloïdales. L'asphalte naturel entre traditionnellement dans la composition de l'asphalte coulé. Il peut également être utilisé comme appoint dans les enrobés auxquels il apporte du liant et des fines (Berthier, 1992).

3) Bitume de pétrole

C'est de très loin le principal liant hydrocarboné utilisé dans les chaussées. Les bitumes de pétrole sont fabriqués par distillation de bruts sélectionnés. Pour obtenir économiquement les propriétés spécifiques à chaque utilisation, on peut utiliser des procédés de soufflage, de précipitation, de mélange et bien souvent une combinaison de ces procédés. Toutes ces opérations se font en raffinerie et permettent d'obtenir les différentes catégories de liants demandées par les ingénieurs routiers (Berthier, 1992).

II.2.2.2 Structure et composition des bitumes

A) Constitution des bitumes

La composition élémentaire d'un bitume dépend essentiellement de l'origine de son brut et d'une manière moindre, des techniques de raffinage (Kebaili, 2016).

Par précipitation avec du n-heptane, on peut séparer les bitumes en deux fractions (Solomatnikova , 1998) :

- **ASPHALTÈNES** : (masse molaire supérieure à 900 (Kebaili, 2016) fraction insoluble, produit solide apportant au bitume sa cohésion et sa dureté et constituant entre 5 et 20 % du bitume;
- **MALTÈNES** : (masse molaire jusqu'à 1250 (Kebaili, 2016) fraction soluble, produits huileux (molécules moins grosses) dans lesquels baignent les asphaltènes. Les maltènes peuvent être séparées par la chromatographie liquide en trois principaux sous familles, qui sont :
 - Les huiles saturées,
 - Les huiles aromatiques,
 - Les résines.

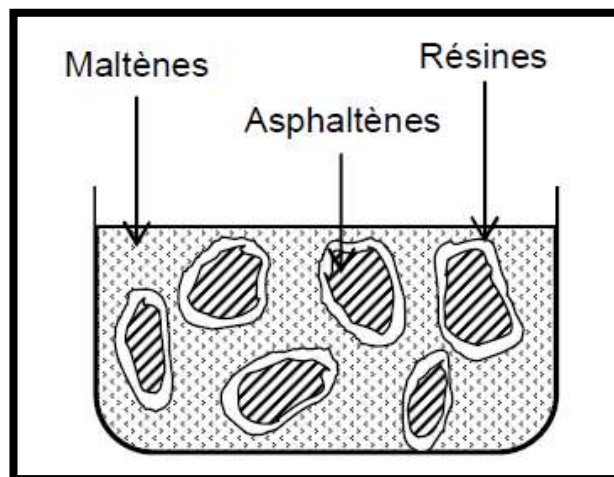


Figure II.2. Composition des bitumes (Magramane, 2009)

On peut cependant attribuer quelques caractéristiques des **Asphaltènes** et des **maltènes** ainsi ses familles: (Djonlagic , et al., 1996; Lesueur , et al., 1996).

❖ 1/ Les Maltènes

Les maltènes forment un produit huileux (molécules moins grosses) dans lequel baignent les asphaltènes. Les molécules de maltènes peuvent être encore fractionnées par chromatographie liquide en trois sous-familles d'hydrocarbures en fonction de leur polarité croissante : saturés, aromatiques et résines (François, 2003).

- **Les saturés:** sont des huiles incolores ou légèrement jaunâtres composées principalement de molécules paraffinées et de cycles naphthéniques. Elles représentent généralement moins de 10% d'un bitume. Leur masse moléculaire est de 300 à 2000 g/mole.
- **Les aromatiques:** sont des huiles visqueuses de couleur rouge-brun sombre, avec 30% de leurs atomes de carbone inclus dans des cycles aromatiques. Elles représentent 50 à 70% de la composition d'un bitume. Leur masse moléculaire est du même ordre que celle des saturés.
- **Les résines:** sont des solides noirs qui fondent par chauffage et représentent environ 10% du bitume routier. Elles sont caractérisées par de nombreuses ramifications, ce sont des systèmes condensés de cycles aromatiques, naphthéniques et hétérocycliques. Elles présentent une plus grande proportion de 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/mole. Leur taille est comprise entre 1 et 5nm.

❖ 2/ Les Asphaltènes

Les asphaltènes se présentent comme des solides friables brun à noir qui précipitent dans l'heptane ou le pentane. Ils apportent au bitume sa cohésion et sa dureté et constitue entre 5 et 30% en poids du bitume. Ce sont des composés à structure condensée, cyclique et aromatique. La teneur en asphaltènes sert de point de repère pour caractériser le vieillissement du bitume ; elle est d'autant plus élevée que le bitume est âgé (Merbouh, 2010).

Les molécules d'asphaltènes peuvent se retrouver sous deux états ; le premier étant un état associé sous forme de micelles (entité élémentaire de quelques feuilletts de molécules) ou, sous forme de paquets de micelles appelés agglomérats dans le second cas. Les micelles sont retenues ensemble par des forces de type hydrogène, dipolaires induites ou permanentes (Pfeiffer, 1950).

L'ensemble forme un système colloïdal constitué par une suspension de micelles d'asphaltènes peptisés par les résines dans un milieu huileux. En effet, les résines s'absorbent sur les asphaltènes et permettent leur dispersion dans le mélange huileux (hydrocarbures aromatiques et saturés), on dit qu'il y a peptisation. Les aromatiques assurent le rôle de solvant, tandis que les saturés assurent le rôle de floculant.

Donc de façon générale, en résumé la composition du bitume par le schéma donné en (figure II.3) :

Bitume = Asphaltènes + Maltènes (Saturés + Aromatiques + Résines)

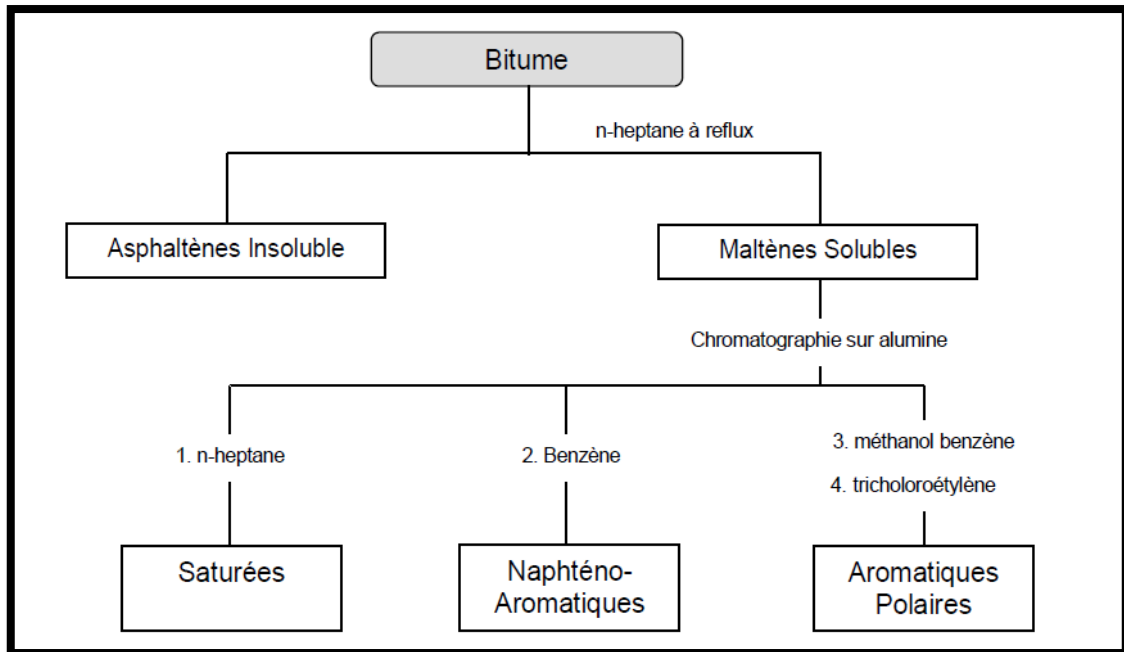


Figure II.3. Chromatographie d'adsorption d'après Corbett (Lefeuvre, 2003).

Le tableau II.1 résume les résultats trouvés par certains auteurs sur la composition chimique des bitumes Algériens en groupes génériques (SARA), appréciée par la méthode Iatroscan ou par chromatographie liquide (Merbouh, 2010).

Tableau II.1. Composition moyenne des bitumes Algériens

Bitume	Saturés (%)	Aromatiques (%)	Résines (%)	Asphaltènes (%)
80 / 100	8,72 à 19,0	34,7 à 58,55	18,33 à 30,30	14,61 à 23,0
40 / 50	10,97 à 19,0	30,40 à 50,19	20,41 à 30,50	17,91 à 35,55

B) Structure des bitumes

L'ensemble des asphaltènes et des maltènes forme un système colloïdal constitué par une suspension de micelles d'asphaltènes peptisés par les résines dans un milieu huileux. En effet, les asphaltènes ont tendance à adsorber la fraction aromatique la plus lourde des maltènes (les résines), ce qui permet leur dispersion dans le mélange huileux (hydrocarbures aromatiques et saturés). On dit qu'il y a peptisation (Magramane, 2009).

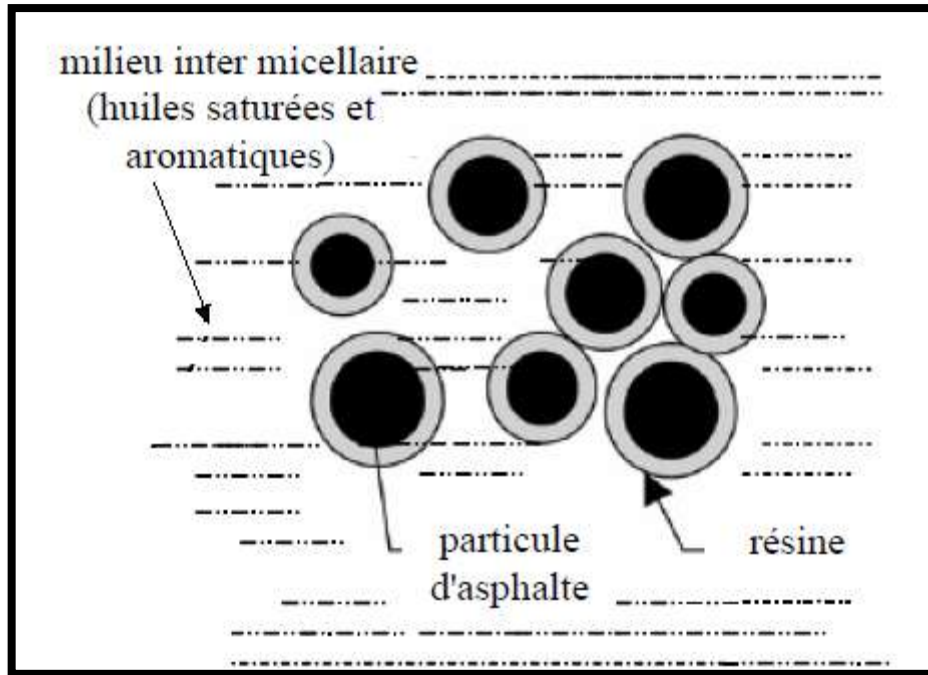


Figure.II.4. État colloïdal des bitumes (Lesueur , 2002)

Si les maltènes contiennent suffisamment d'aromatiques, les micelles sont complètement mobiles au milieu de la phase dispersante : elles sont peptisées (Claudy, et al., 1991; Claudy, et al., 1992; Planche, et al., 2002; Ramond, et al., 1990; Teugels, et al., 2000).

La solution colloïdale est alors à l'état de structure Sol (visqueuse) S'il n'y a pas suffisamment d'aromatiques, les micelles s'attirent mutuellement, deviennent moins mobiles et forment un réseau au milieu de la phase intermicellaire. Cette structure, qui confère au bitume des propriétés élastiques, est désignée sous le nom de structure Gel (élastoplastique).

Une structure appelée “ Sol. – Gel. ”, correspond aux bitumes intermédiaires (Gawel, et al., 2000; Teugels, et al., 2000).

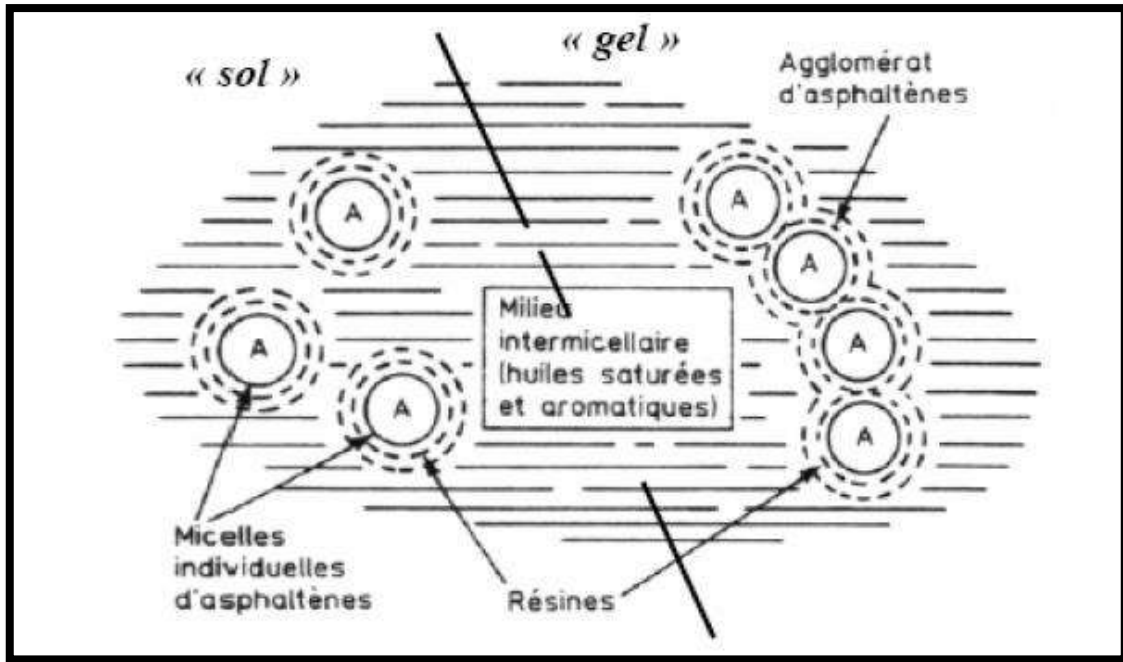


Figure II.5. Schématisation de la structure colloïdale.

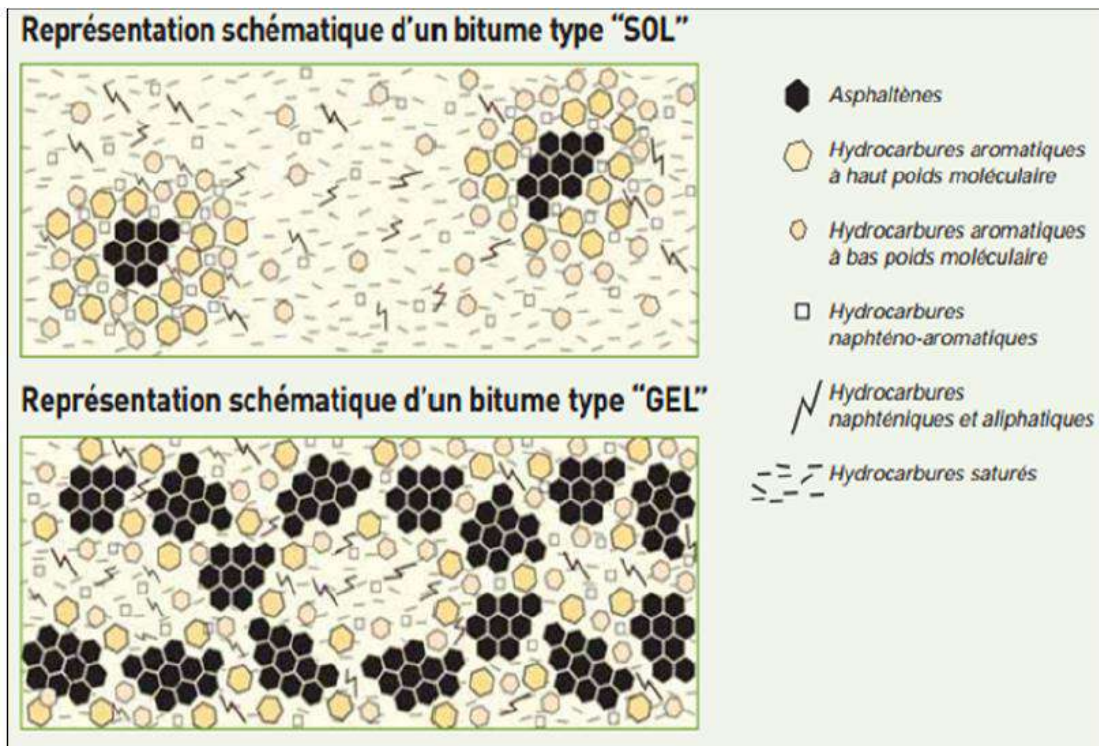


Figure II.6. Structure d'un bitume de type sol. (*Micelles fortement peptisées*) et du type gel (*Micelles formant un réseau*) (Diakité, 2014)

Les structures "sol." ou "gel." prédominent dans le bitume en fonction de l'équilibre entre les précédentes fractions. Cet équilibre dépend en particulier de la proportion en asphaltènes et de l'aromaticité des maltènes (la nature et la masse molaire) qui détermine le pouvoir de solvant des phases huileuses (Ould-Henia, 2005).

Gaestel et Coll (Olard, 2003) considèrent trois principaux constituants : les asphaltènes, l'huile à tendance paraffinique et naphénique et le peptisant à caractère aromatique. Ils ont établi une relation entre les principales propriétés rhéologiques des bitumes et l'indice d'instabilité colloïdale « IC ».

Cet indice est un ratio entre les éléments incompatibles encourageant l'état "gel" (asphaltènes et huiles saturées) et les éléments favorisant l'état "sol" par la solubilisation et la peptisation (résines et huiles aromatiques). Il est donné par ; (Ould-Henia, 2005).

$$IC = \frac{\text{Asphaltènes} + \text{floculant}}{\text{Péptisant} + \text{Solvant}} = \frac{\text{asphaltènes} + \text{saturées}}{\text{résines} + \text{aromatiques}}$$

Donc plus cet indice est élevé plus le bitume se rapproche de l'état gel et plus sa stabilité colloïdale est médiocre. Cet indice prend les valeurs proches de 1 pour un bitume dans un état gel et près de 0.25 dans un état sol.

On peut classer la structure du bitume selon sa composition générique comme exposé en tableau II.2 (Ait Mokhtar, 1994);

Tableau II.2. Classification des bitume selon les composants.

Type de structure	Asphaltènes (%)	Résines (%)	Huiles (%)
Gel.	> 25	< 24	> 50
Sol.	< 18	> 36	< 48
Sol. – Gel.	21 à 33	30 à 34	45 à 49

Remarque : En domaine routier, les structures Sol-Gel sont les plus appropriés (Kebaili, 2016).

II.2.2.3 Caractérisation physique des bitumes

Plusieurs types d'essais permettent de caractériser les bitumes. Cependant, deux principales catégories se distinguent : les essais standards de caractérisation (mis au point dans les années 1920) et les essais rhéologiques (apparues dans les années 1940). (Solomatnikova , 1998).

- Les essais technologiques (ou standard) permettent de caractériser la consistance du produit dans des conditions normalisées. Ils définissent les spécifications sur lesquelles sont fondés les choix des bitumes pour les diverses applications (Kebaili, 2016).

- Les essais rhéologiques permettent de mesurer une grandeur physique définie (module, complaisance, viscosité). La rhéologie est l'étude physique des déformations de la matière liée à la viscosité, la plasticité, l'élasticité et l'écoulement sous l'effet des contraintes. La mesure de ces grandeurs physique a pour but de prévoir le comportement mécanique des matériaux, et en l'occurrence, du bitume (Kebaili, 2016).

Les tests du premier type permettent de « matérialiser » simplement le comportement du matériau, alors que les mesures mécaniques, plus complexes et plus longues à exécuter, apportent plutôt des éléments de compréhension de ce comportement (Kebaili, 2016).

A) Essais technologiques

Le bitume est caractérisé conventionnellement par un panel d'essais dits « technologiques » qui permettent d'évaluer la consistance d'un bitume et son évolution en fonction du temps et de la température, ces essais sont normalisés à l'échelle européenne. Dans ce qui suit, on indique les essais les plus courants entrant dans cette catégorie d'essais

1/ Essai de pénétrabilité à l'aiguille (NF T66-004)

La pénétrabilité c'est la profondeur d'enfoncement, exprimée en dixièmes de millimètre, d'une aiguille normalisée, de 1 mm de diamètre, sous une charge de 100 g, appliquée pendant 5 s à 25 °C. La pénétrabilité à 25 °C est l'une des bases de la classification des bitumes routiers. Les spécifications correspondantes se traduisent par deux nombres correspondant aux seuils inférieur et supérieur de pénétrabilité de la classe considérée. Il existe, en France (comme en Algérie), cinq classes de bitumes routiers qui sont dans le sens des duretés croissantes : 180-220, 80-100, 60-70, 40-50, 20-30. Pour mieux définir un bitume, on peut être amené à effectuer des essais à plusieurs températures, ce qui permet de tracer une courbe de pénétrabilité en fonction de la température, très utile pour apprécier la susceptibilité thermique du bitume (Berthier, 1992).

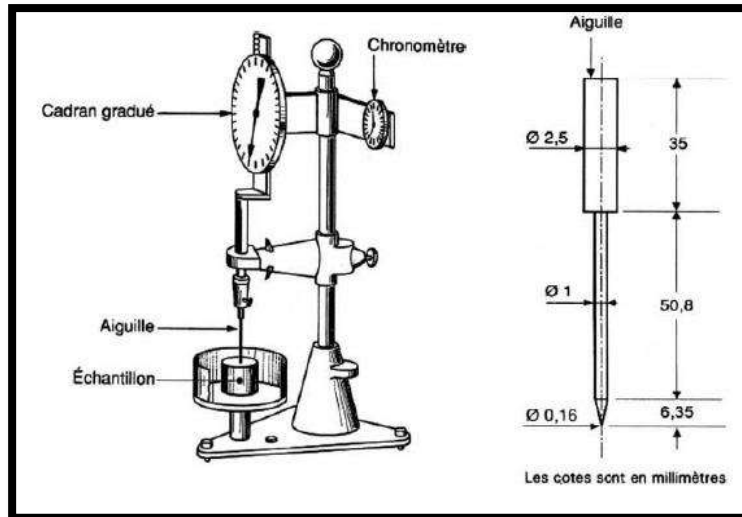


Figure II.7. Pénétromètre à aiguille.

2/ Point de ramollissement Bille Anneau (NF T 66-008)

Les bitumes ne sont pas des corps purs, ils n'ont pas de point de fusion franc. Leur consistance décroît quand la température s'élève. On a donc dû fixer arbitrairement un repère de changement de consistance, c'est le point de ramollissement appelé également température bille et anneau (*TBA*). L'essai est réalisé au moyen d'une bille d'acier de 3,5 g placée sur un disque de bitume coulé dans un anneau de 15,9 mm de diamètre.

L'ensemble est placé dans un bain d'eau chauffé à vitesse constante. Sous l'effet du poids de la bille et de la température, le bitume flue. Quand la poche ainsi créée touche le plateau inférieur de l'équipage, on note la température atteinte qui caractérise le point de ramollissement (*TBA*). Comme pour la pénétrabilité, on donne pour chaque classe de bitume les limites inférieure et supérieure entre lesquelles doivent se situer les valeurs de *TBA*. La *TBA* ainsi obtenue caractérise la susceptibilité thermique du matériau ; plus la température bille-anneau est faible, plus le bitume est susceptible.

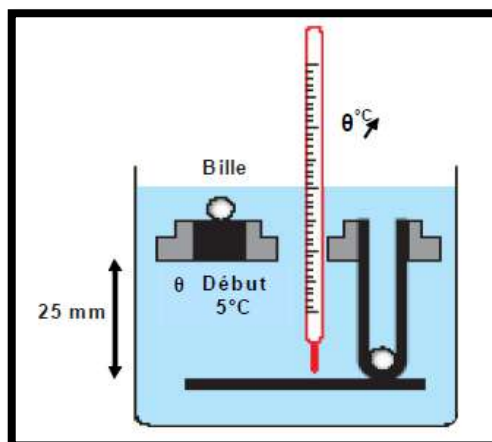


Figure II.8. Schéma de l'essai du point de ramollissement (*TBA*).

3/ Susceptibilité thermique

La susceptibilité thermique des bitumes est définie par l'évolution de la consistance du bitume en fonction de la température. En 1936, Pfeiffer et Van Doormaal (Magramane, 2009) ont montré l'existence d'une relation linéaire entre le logarithme décimal de la pénétration et la température :

$$\log(Pen) = AT + C$$

Où A est la susceptibilité thermique et C une constante. La valeur de A varie entre 0,015 et 0,06, ce qui montre l'existence de différences considérables en termes de susceptibilité thermique. La valeur de A est calculée à partir des mesures de pénétration à deux températures T1 et T2 à l'aide de la relation suivante:

$$A = \frac{\log [Pen (T_1)] - \log [Pen (T_2)]}{T_1 - T_2}$$

La susceptibilité thermique des bitumes routiers est représentée par un indice appelé indice de pénétrabilité (IP) exprimé par la relation suivante :

$$I_p = \frac{20 - 500A}{1 + 50A}$$

L'indice de pénétrabilité peut être évalué par deux méthodes à savoir :

- A.** La méthode Pfeiffer qui consiste à calculer la valeur de A à partir des mesures de pénétrabilité à 25°C et de la température bille et anneau « TBA » en admettant qu'à cette température la pénétration est de 800 1/10mm.

$$A = \frac{\log(800) - \log(\text{pen} \text{ à } 25^\circ\text{C})}{TBA - 25}$$

- B.** La méthode LCPC consiste à calculer l'indice de pénétrabilité à partir de la détermination de la mesure de la pénétration à cinq températures, ensuite on calcule A qui représente la pente de la droite $\log(Pen) = f(T)$.

La valeur de l'indice de pénétrabilité varie de -3 pour les bitumes très susceptibles à la température, jusqu'à environ +7 pour les bitumes les moins susceptibles. Plus il est élevé en valeur algébrique, moins le bitume est susceptible.

Le bitume est d'autant moins susceptible à la température que l'IP est plus élevé en valeur algébrique. Il est à noter que les bitumes à IP bas, ont tendance à avoir des caractéristiques newtoniennes et visqueuses (type SOL). Lorsque l'IP augmente, les caractéristiques sont de plus en plus non-newtonienne et élastiques (type GEL) (Kebaili, 2016).

4/ Teneur en asphaltènes (NF T66-015)

Elle sert de point de repère pour caractériser le vieillissement du bitume. On mesure la proportion de bitume non soluble dans l'heptane (Kebaili, 2016).

5/ Densité relative (NF T66-007)

La densité des bitumes mesurée au pycnomètre se fait généralement à 25°C. Elle est définie par le rapport de la masse d'un volume de bitume donné à une température donnée sur celle d'un égal volume d'eau mesurée à la même température (Kebaili, 2016).

La connaissance de la densité des produits bitumineux permet de:

- Trouver les volumes à partir des masses et vice-versa,
- Calculer le pourcentage des vides dans les mélanges bitumineux routiers compactés.

6/ Perte de masse au chauffage (NF T66-011)

Le bitume soumis à des températures élevées, voit sa masse diminuer avec le temps. La perte de masse au chauffage du bitume est le rapport exprimé en pourcentage de la différence de masse entre la prise initiale de bitume (avant chauffage) et la prise finale sur la masse initiale. L'échantillon de bitume est placé dans une étuve et chauffé pendant cinq heures à une température de 160°C (Kebaili, 2016).

Cet essai a pour but de rendre compte des modifications apportées aux propriétés du bitume après l'action de la chaleur et d'en déduire une indication approximative sur sa stabilité dans le temps et sous l'action des agents atmosphériques (Kebaili, 2016).

7/ Point d'éclair et point de flamme (NF T60-118)

Le point d'éclair est la température la plus basse à laquelle les vapeurs s'enflamment à l'approche de la flamme. Le point de feu est déterminé à partir du moment où l'huile prend feu et brûle pendant au moins cinq secondes.

L'une des méthodes pour la détermination du point d'éclair est l'essai du point d'éclair à "l'appareil Cleveland à vase ouvert". On utilise un vase de laiton qui est partiellement rempli de bitume et chauffé. Une petite flamme est amenée au-dessus de la surface de l'échantillon périodiquement, puis on note la température à partir de laquelle il y aura assez de dégagement de vapeurs pour produire un éclair instantané. Cette température sera désignée comme étant le point d'éclair.

Cet essai sert à éviter les incendies lors de la fabrication de l'enrobé bitumineux.



Photo II.1. Appareil pour détermination

8/ Solubilité (NF T 66-012)

Cet essai détermine le degré de solubilité des matériaux bitumineux dans des solvants tels que le trichloréthylène, le sulfure de carbone ou le tétrachlorure de carbone. Il permet ainsi d'apprécier la pureté du bitume.

La solubilité est déterminée en dissolvant le bitume dans le solvant et en séparant les parties solubles et insolubles par filtration. La partie insoluble est séchée puis pesée. Le pourcentage insoluble est calculé et retranché à 100 pour obtenir le pourcentage de matières solubles. Les produits bitumineux convenables obtenus à partir du pétrole non associé à d'autres matériaux ont une solubilité d'au moins 99,5% dans le solvant.

9/ Ductilité (NF T 66-006)

Cet essai consiste à mesurer l'allongement, à l'instant précis de sa rupture d'une éprouvette de forme déterminée, étirée à une vitesse de 50mm/min , et à une température de 25°C . La mesure de la ductilité du liant permet de s'assurer de sa non fragilité de ce dernier. (Magramane, 2009)

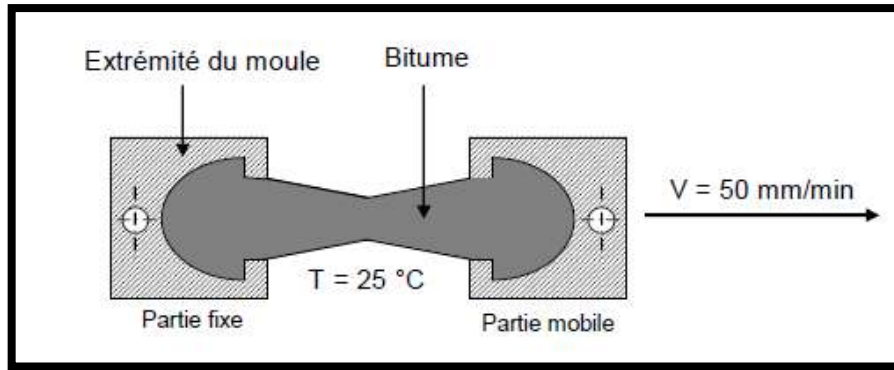


Figure II.9. Principe de l'essai de Ductilité.

10/ Température de fragilité FRAASS (NF T 66- 026)

La température de fragilité Fraass correspond à la température à laquelle un film mince de bitume rompt sous l'effet d'une flexion, dans des conditions opératoires de fabrication et d'essai bien définies.

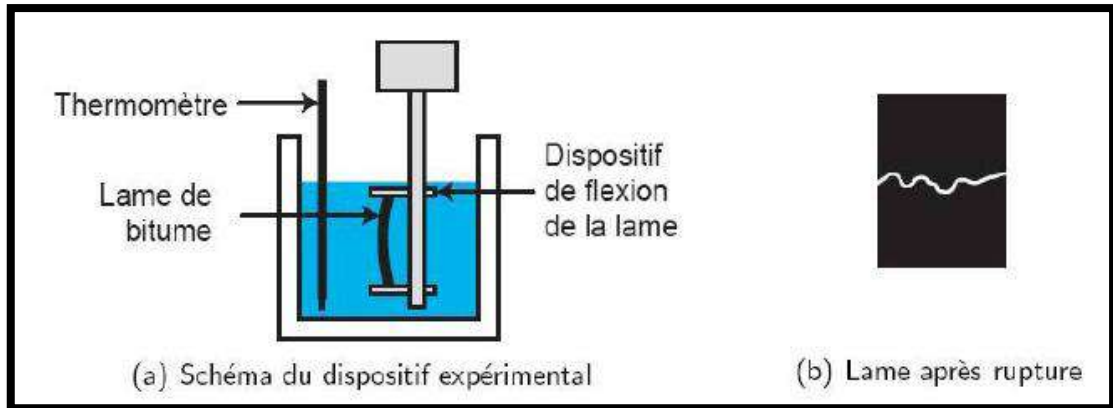
Cet essai caractérise la fragilité du liant à basse température.

D'après les travaux de Van der Poel (Boussad, 1996) il s'agit d'une température d'iso consistance correspondant à un module de 100 MPa pour un temps de charge de 11s et une pénétration de 1,25 dixième de millimètre.

Selon le rapport du groupement de laboratoires européens (rapport BitVaL) l'essai est discutable et à fidélité médiocre, mais il est le seul à l'heure actuelle à permettre de caractériser le maintien de l'élasticité du bitume lorsque la température baisse (BiTVaL, 2002).

Ramond et Such (Ramond, et al., 1990) précisent que, par expérience, on sait que la zone critique où se présentent les phénomènes de fissuration correspond à des liants bitumineux dont:

- la pénétrabilité est inférieure à 20 1/10ème de mm;
- la température de ramollissement est supérieure à 70°C ;
- la température de fragilité Fraass est supérieure à 0°C.



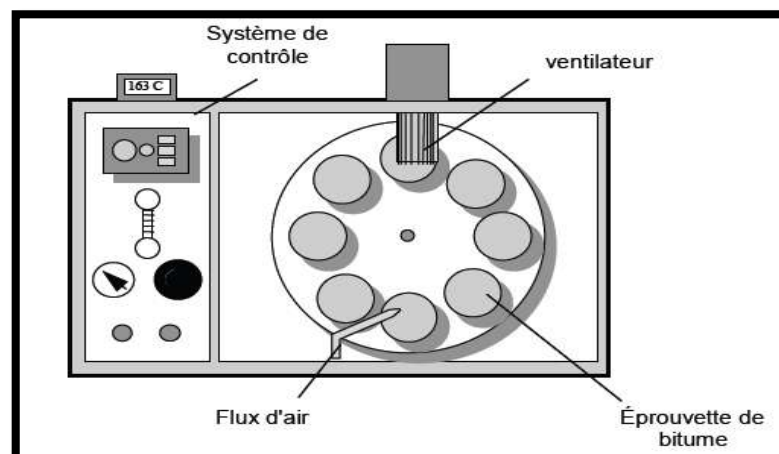
11/ Essai RTFOT "Rolling Thin Film Oven Test" (NF T 66- 032)

A l'enrobage, les granulats chauffés aux environs de 160°C sont mis en contact avec le bitume chaud qui se répartit en film mince autour du granulat, favorisant ainsi un vieillissement du liant. L'oxydation chimique est violente car l'apport énergétique est intense (température et oxygène de l'air).

Le RTFOT permet de simuler l'évolution d'un bitume pendant la fabrication et la mise en place d'un enrobé bitumineux.

L'essai consiste à soumettre le bitume en film mince à une température de 163 °C, en l'exposant à un flux d'air chaud dont le débit est contrôlé.

On mesure ensuite les propriétés habituelles sur le liant vieilli : pénétrabilité et température de ramollissement bille et anneau. Ces valeurs, dites après RTFOT, sont alors comparées aux valeurs initiales. Elles sont plus proches de celles du liant extrait de l'enrobé bitumineux, que de celles obtenues sur le bitume d'origine (Magramane, 2009).



12/ L'essai PAV "Pressure Aging Vessel"

Cet essai est employé pour permettre de caractériser le vieillissement des bitumes in-situ (après 3 à 5 années de service). Le résidu de l'essai RTFOT chauffé est versé dans des plateaux métalliques (coupelles contenant environ 50g de liant) qui constituent les éprouvettes de l'essai PAV. Ces plateaux sont rangés dans un rack qui sera placé dans un récipient dans une enceinte thermique. A la température de l'essai (100°C), une pression d'air de 20 bars est appliquée dans le récipient. Après une durée de vingt heures, la pression est diminuée lentement (8 à 10 minutes). Les plateaux d'éprouvettes sont placés ensuite dans un four à 163°C pendant 30 minutes. (Magramane, 2009).

Ces conditions élevées permettent d'accélérer le vieillissement du bitume autant qu'il dépasse la durée de service estimé de la chaussée (NCHRP, 2011).

On mesure alors les propriétés habituelles du liant : pénétrabilité et température de ramollissement bille et anneau. Ces valeurs, dites après PAV, sont alors comparées aux valeurs initiales et aux valeurs obtenues après RTFOT.

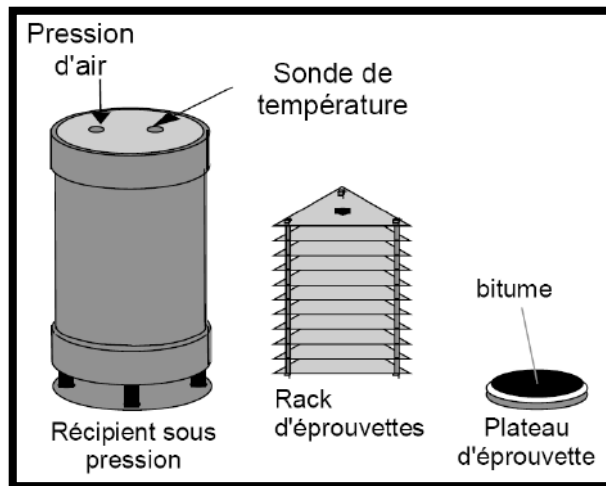


Figure II.12. Processus & Equipements pour l'essai PAV (François, 2003)

B) Essais rhéologiques

La rhéologie est l'étude de la déformation et de l'écoulement des corps sous l'influence des contraintes qui leur sont appliquées. Cela sert, indirectement à :

- Donner des informations sur la structure des bitumes,
- Prévoir le comportement des enrobés bitumineux, car le bitume est sans doute celui qui a l'influence la plus nette sur les propriétés rhéologiques des enrobés.

Les bitumes, en général, ne sont ni des solides élastiques idéaux répondant à la loi de Hooke (la contrainte est alors proportionnelle à la déformation), ni des liquides visqueux idéaux obéissent à la loi de viscosité de Newton (la contrainte de cisaillement est

proportionnelle au taux de cisaillement), mais présentent de propriétés combinées de l'un et l'autre en fonction des conditions de sollicitation (temps de charge, température).

Leur comportement viscoélastique est généralement décrit par un modèle rhéologique faisant intervenir des éléments élastiques et purement visqueux (Ould-Henia, 2005).

Parmi ces modèles on cite le modèle de Maxwell et le modèle de Voigt-Kelvin.

Un solide élastique parfait sera symbolisé en rhéologie par un ressort de raideur « E ».

Un solide visqueux newtonien sera symbolisé en rhéologie par un amortisseur de coefficient de viscosité « η ».

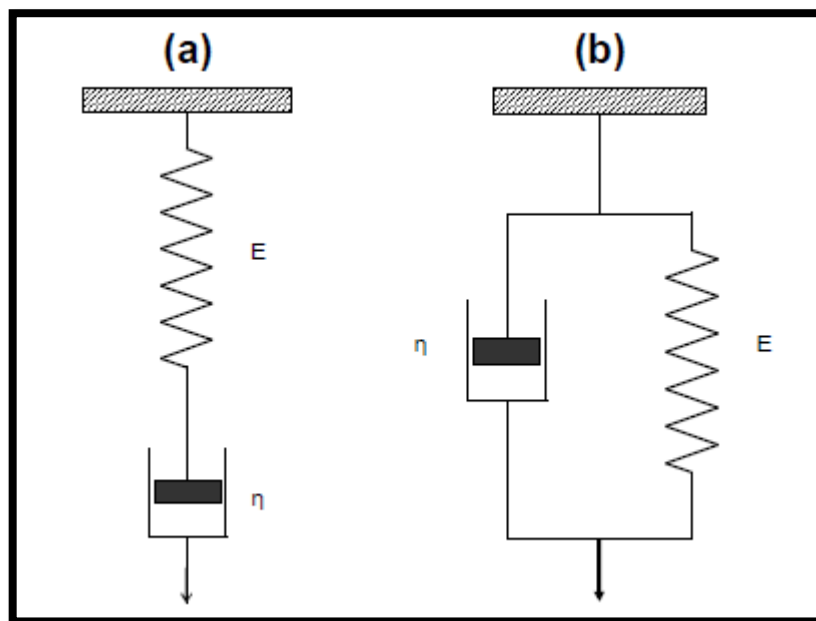


Figure II.13. Modèle Maxwell (a) et de Voigt-Kelvin (b).

Les essais rhéologiques (ou mécaniques), sont essentiellement des essais permettant de mesurer une grandeur physique définie telle que : viscosité, module, ...etc. Les essais rhéologiques, permettent de préciser le comportement des bitumes dans une large gamme de température et de sollicitation en vue d'atteindre les meilleures conditions d'utilisation des bitumes.

1/ Viscosité (ASTM D2170 & D217178)

La viscosité d'un corps fluide est la résistance qu'il offre aux modifications de l'ordonnancement de ses molécules par le frottement interne.

La façon la plus simple d'exprimer la viscosité d'un bitume aux températures élevées consiste à mesurer le temps d'écoulement d'une quantité donnée de bitume dans des

conditions normalisées (viscosité cinématique). Elle n'est alors examinée que suivant le seul paramètre température.

Il est parfois nécessaire de faire intervenir, non seulement la température, mais aussi les conditions d'application des contraintes de cisaillement. On obtient dans ce cas la viscosité dynamique (Magramane, 2009).

Soient deux plaques de surface S situées à une distance e et se déplaçant parallèlement l'une par rapport à l'autre sous l'effet d'une force F et à une vitesse V . La viscosité dynamique (η) est définie par la relation (Teugels, et al., 2000):

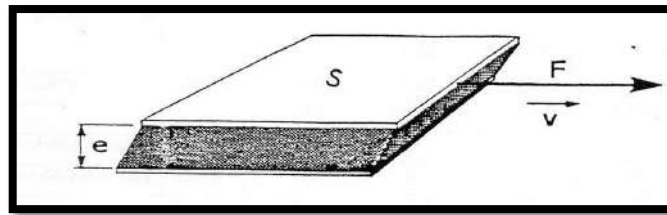


Figure II.14. Modèle de détermination de la viscosité (Kebaili, 2016).

$$\eta = \frac{\text{contraint e.de.cisaillement}}{\text{taux.de.cisaillement}} = \frac{F}{S} \times \frac{e}{v}$$

η : Viscosité dynamique.

Taux de cisaillement = v/e ,

e : épaisseur du bitume entre deux plateaux,

S : surface des plateaux,

F : force,

v : vitesse de glissement des deux plateaux,

2/ Essai de cisaillement dynamique au rhéomètre

L'essai connu sous les initiales DSR (Dynamic Shear Rheometer). l'objectif principal de l'essai DSR à haute température c'est de s'assurer qu'un liant bitumineux correctement spécifié aura les propriétés techniques appropriées à haute température, et Lorsqu'il est utilisé dans un mélange bitumineux, il l'empêchera de subir des fissures d'orniérage sous le trafic routier. DSR est un essai de torsion dans lequel un mince échantillon de liant bitumineux est cisailé entre deux plaques circulaires (NCHRP, 2011; Kebaili, 2016).

C'est un essai dynamique aussi, car cet échantillon est cisailé très lentement dans un cycle de chargement en va-et-vient. Dans l'essai à haute température, les plaques métalliques sont de 25 mm de diamètre, et l'échantillon est de 1 mm d'épaisseur. La figure II.15 est un croquis du l'essai DSR montrant à la fois la configuration à haute température

et les plaques plus petites utilisées pour l'essai de température intermédiaire. La déformation appliquée varie en fonction de la rigidité du liant. Le test est effectué à différentes températures selon la classe du bitume : 46, 52, 58, 64, 70, 76, et 82°C sont les températures normaliser pour l'essai DSR à haut température. Selon les normes ASTM le bitume est classé par deux températures la premier c'est la haute température appliquée au liant bitumineux pour l'essai DSR. Par exemple PG 64-22, l'essai DSR a haut température Sera effectué à 64°C.

DSR test mesure le module et l'angle de phasage. Le module est une mesure de la rigidité – plus qu'il est élevé plus que le liant bitumineux est rigide. Comme DSR test un essai de cisaillement, le module obtenue appelé « module de cisaillement dynamique », abrégé par G^* . Le « G » indique que le module est une valeur de cisaillement et le « * » indique que c'est un module dynamique. Dans un essai rhéologique comme DSR, l'angle de phasage c'est mesuré de la fluidité du matériau. Plus que le comportement du matériau est fluide plus que l'angle de phasage est élevé. Les matériaux qui se comportent comme un solide élastique – il se reprendra rapidement après le chargement - ont un faible angle de phasage. L'angle de phasage est souvent abrégé par la lettre grec « δ - delta ». Lorsqu'un matériau avec un angle de phase élevé est chargé et déformé, et la charge est enlevée, le matériau aura tendance à rester dans sa forme déformée ; Il ne reprendra pas.

L'angle de phasage ne doit pas être confondu avec la rigidité ou le module. Une argile très rigide pourrait avoir un module plus élevé qu'un caoutchouc souple, mais un angle de phase plus élevé.

Cela signifie qu'il se déforme moins que le caoutchouc sous le chargement, mais ne récupérera aucune de cette déformation une fois la charge retirée. Dans le test DSR haute température, la quantité spécifiée est $G^*/\sin \delta$ (en kPa). En utilisant à la fois G^* et $\sin \delta$ dans la spécification, la rigidité et l'élasticité du liant sont contrôlées simultanément. Les liants rigides et élastiques auront une valeur $G^* / \sin \delta$ supérieure à celle des liants souples et fluides.

3/ DSR test à température intermédiaire

Le test DSR à température intermédiaire utilise les principes de base pour le test à haute température, mais il existe quelques différences importantes. Le test DSR aux températures intermédiaires est conçu pour empêcher les liants de devenir trop rigides à des températures intermédiaires, ce qui peut contribuer à la fissuration prématurée de la fatigue dans les chaussées. Cela permet également de contrôler les propriétés globales d'écoulement du liant bitumineux. Du fait que le liant bitumineux est beaucoup plus rigide aux températures d'essai plus bas, les plaques doivent être plus petites et l'échantillon plus épais. Comme présenté dans la figure II.15. Pour l'essai à température intermédiaire, on utilise des plaques de 8 mm de diamètre et l'échantillon mesure 2 millimètres d'épaisseur.

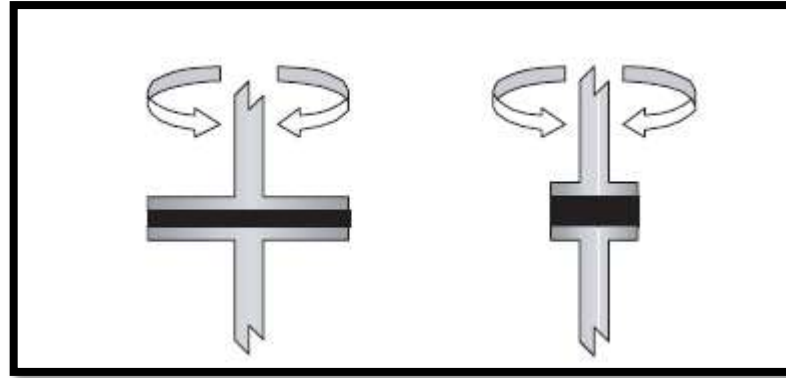


Figure II.15. Diagramme de DSR test à haute et intermédiaire température (NCHRP, 2011).

4/ Essai de fluage en flexion (AASHTO)

Appelé couramment BBR (Bending Beam Rheometer Test), L'objectif du BBR test est de s'assurer que les liants bitumineux ne deviennent pas trop rigides et fragiles à basses températures, car cela peut contribuer à la fissuration transversale des chaussées bitumineuses (NCHRP, 2011). Il consiste à mesurer la déflexion en fonction du temps d'une éprouvette bitumineuse rectangulaire, préalablement refroidie à la température désirée, sous l'action d'une force constante appliquée en son milieu et à une température donnée.

Le module en flexion $S(t,T)$ en fonction du temps de charge pour différentes températures T , peut être calculé en fonction des dimensions du barreau, de la charge et de la déflexion (Migliori, et al., 1998).

Les tests de BBR sont effectués avant et après le séjour du bitume dans la bombe de vieillissement sous pression (PAV).



Figure II.16. Schématisation du principe de l'essai BBR.

5/Essai de module complexe

Un solide élastique idéal, lorsqu'il est soumis à une force donnée constante, subit une déformation proportionnelle à l'amplitude de cette force. S'il s'agit d'une force longitudinale, le rapport contrainte sur la déformation relative est alors appelé Module de Young. Celui – ci est constant pour un solide élastique et ne dépend ni de la température ni du temps de charge.

Aux basses températures, le module de rigidité est pratiquement indépendant de la durée d'application de l'effort si celle-ci reste faible. Cela signifie que, dans cette zone, le bitume a un comportement essentiellement élastique.

Avec l'augmentation de la température et du temps de charge, on constate que le module de rigidité décroît et qu'il devient inversement proportionnel au temps. Le bitume présente alors un comportement visqueux.

Pour les temps de charge et les températures intermédiaires, le bitume présente un comportement viscoélastique où le module de rigidité dépend fortement du temps de chargement et de la température considérée.

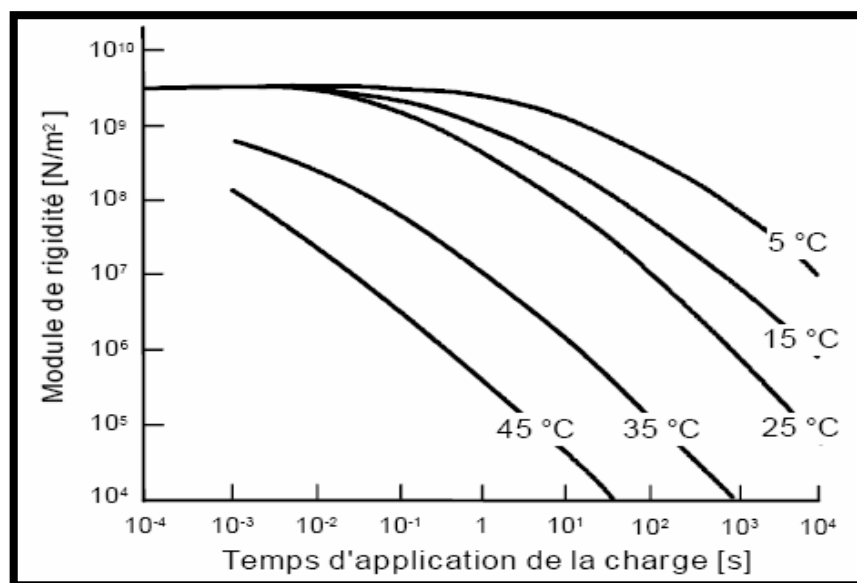


Figure II.17. Variation du module de rigidité en fonction du temps d'application de la charge et de la température (Ould-Henia, 2005)

Pour une détermination rapide de ce module, Van Der Poel a construit un nomogramme donnant le module de rigidité des bitumes quel que soit la température et le temps de charge à partir de la connaissance des deux caractéristiques : l'indice de pénétrabilité et la température de ramollissement TBA (Magramane, 2009).

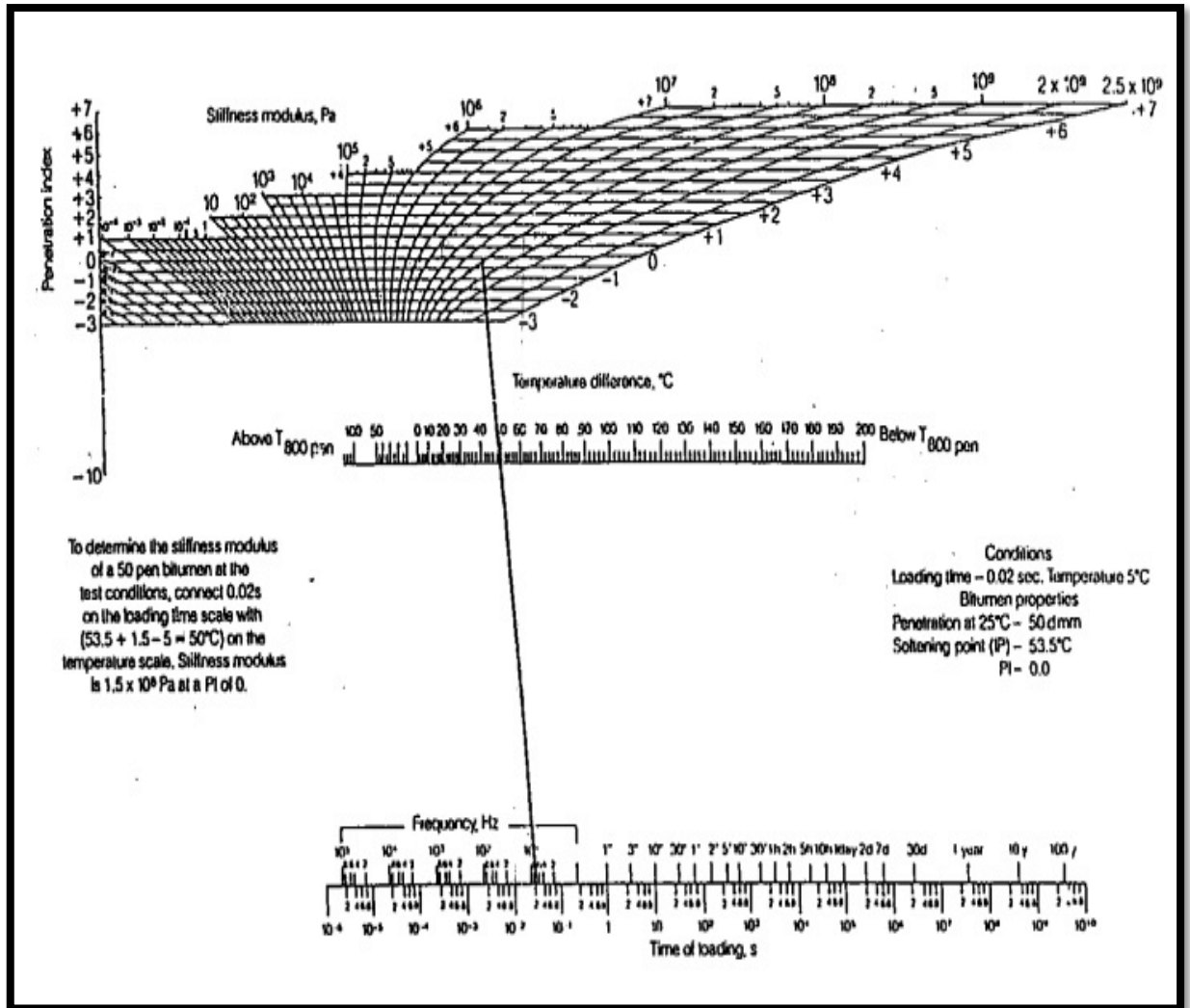


Figure II.18. Nomogramme de Van Der Poel (Prédiction De Déformation Permanente Dans Des Mélanges D'asphalte).

Le module complexe peut se mesurer sur les bitumes: (Ramond, et al., 1985; Such, et al., 1954)

- À basse température, en traction-compression sur des éprouvettes cylindriques. Le module identifié en traction-compression est symbolisé par E ;
- À plus haute température, en cisaillement annulaire (cylindres coaxiaux coulissant l'un dans l'autre). On a alors le module de cisaillement symbolisé par G.

Pour les matériaux homogènes et isotropes (Laradi, 1996; Teugels, et al., 2000), sachant que E est le module d'Young, G le module de cisaillement et ν le coefficient de Poisson :

$$\text{On a } E = 2(1 + \nu) G,$$

$$E = 3G \text{ avec } \nu = \frac{1}{2}$$

L'essai est réalisé en appliquant un déplacement ou une force qui varie dans le temps selon une fonction sinusoïdale. On impose la fréquence et l'intensité (déformation ou contrainte maximale). La majorité des essais s'effectuent à déformation imposée.

Selon les saisons et même durant la journée, le liant peut avoir plusieurs valeurs de consistance aux différentes plages de température et selon les conditions climatiques spécifiques à chaque région en passant par des états intermédiaires qui appartiennent au domaine dit viscoélastique. On dispose d'une palette d'essais pertinents pour apprécier les propriétés significatives correspondantes (Jean, et al., 2004):

Tableau II.3. Plages de température des sollicitations mécaniques et essais correspondants.
(Jean, et al., 2004)

Phénomène	Fissuration Fragilité	Fatigue thermique et mécanique	Orniérage	Fabrication et Mise en œuvre
Marge de températures [°C]	Basse -20	Moyenne +20	Elevée +60	Très élevée 130 à 180
Essais technologiques	Fraass - BBR -	Pénétrabilité	TBA-IP Pfeiffer	RTFOT
Essais mécaniques	Traction SHRP Mod. complexe /angle de phase	Tract. Directe Mod. complexe /angle de phase	Viscosité à 60°C Mod. Complexe /angle de phase	Viscosité à 60°C RTFOT Mod. complexe /Angle de phase

II.2.2.4 Classification des bitumes routiers

Le tableau II.4 donne la classification définie par les normes en vigueur. Il faut souligner que cette classification est susceptible d'évolution, pour prendre en compte notamment le vieillissement que provoque l'élévation de température que subit le bitume au cours de l'enrobage (Berthier, 1992).

L'effet de cette élévation de température peut être simulé par l'essai RTFOT, *Rolling Thin-Film Oven Test* (norme ASTM D 2872) qui consiste à soumettre un échantillon de bitume à la température de 163 °C en étuve ventilée pendant 75 min. On mesure ensuite la température bille et anneau et la pénétration. Une évolution importante de ces deux grandeurs après RTFOT traduit une sensibilité excessive au vieillissement.

Les bitumes 180-220 sont essentiellement utilisés pour la fabrication des émulsions et la réalisation d'enrobés fins mis en œuvre en couches minces. Les bitumes 80-100, 60-70 et 40-50, s'ils sont également utilisés pour la fabrication des émulsions, sont surtout destinés à la confection des enrobés denses, des bétons bitumineux et des graves-bitumes. Les bitumes 20-30 sont principalement utilisés pour la confection des couches d'assises en

sable-bitume. Dans le cas de sables de concassage, on peut également employer le bitume 40-50.

Sous des climats plus chauds que le climat français, on peut utiliser des bitumes de dureté supérieure.

Tableau II.4. Classification des bitumes purs (Berthier, 1992).

Qualité	180-220	80-100	60-70	40-50	20-30
Pénétrabilité (1/10mm)	180 à 220	70 à 100	50 à 70	35 à 50	20 à 30
Point de Ramollissement (°C)	34 à 43	42 à 48	46 à 51	50 à 56	52 à 68
Densité Relative à 25°C	1,00 à 1.07		1,00 à 1,10		
Pert de masse à 163 °C, 5h (%)	<2		<1		
Point d'éclair (°C)	>230			>250	
Ductilité 25°C	>100		>80	>60	>25
Solubilité (%)	>99,5				
Teneur en Paraffine (%)	<4,5				

II.2.2.5 L'affinité granulat-bitume (C.R.R, 1991)

L'affinité entre granulat et bitume ou bien la susceptibilité de désenrobage est parmi les points importants facteur à étudier avant d'entamé toute étude de formulation. La susceptibilité au désenrobage, est une mesure indirecte de la capacité du liant à adhérer à différents granulats ou de différents liants à adhérer à un granulat donné. Suivant la norme NF EN 12697-11 présente deux Méthodes subjectif (Méthode de la bouteille tournante ; Méthode statique) et une méthode objectif (Méthode de désenrobage à l'eau bouillante)

Dans la méthode de l'essai de désenrobage à l'eau bouillante, l'affinité est exprimée par le degré d'enrobage de bitume de granulats minéraux enrobés de bitume, non compactés après immersion dans l'eau bouillante dans des conditions spécifiées.

L'essai permettant d'apprécier indirectement l'adhésivité d'un couple liant – granulat pour un liant bitumineux et pour des pierres de types calcaires, silico-calcaires et siliceux.

La figure II.19 schématise quelque dispositifs nécessaires pour conduire l'essai.

Après un désenrobage du granulat par l'eau bouillante dans des conditions spécifiées, on apprécie, par une attaque chimique, la proportion de granulats dénudés. Pour référence à une courbe d'étalonnage (Figure II.20), on établit le taux de désenrobage obtenu. Celui-ci est d'autant plus faible que l'adhésion liant-granulat est meilleure. Dont le principe de la méthode est résumé comme si de suite :

Dans des conditions bien définies de durée et de température et en utilisant un dispositif simple évitant toute surchauffe locale, on soumet au désenrobage en présence d'eau bouillante des pierres enrobées.

Par contact avec un réactif chimique dont la consommation est proportionnelle à la surface éventuellement désenrobée en se référant à une courbe d'étalonnage établie selon un mode d'exécution particulier.

Le réactif utilisé est l'acide chlorhydrique pour les pierres calcaires et l'acide fluorhydrique pour les pierres silico-calcaires ou siliceuses.

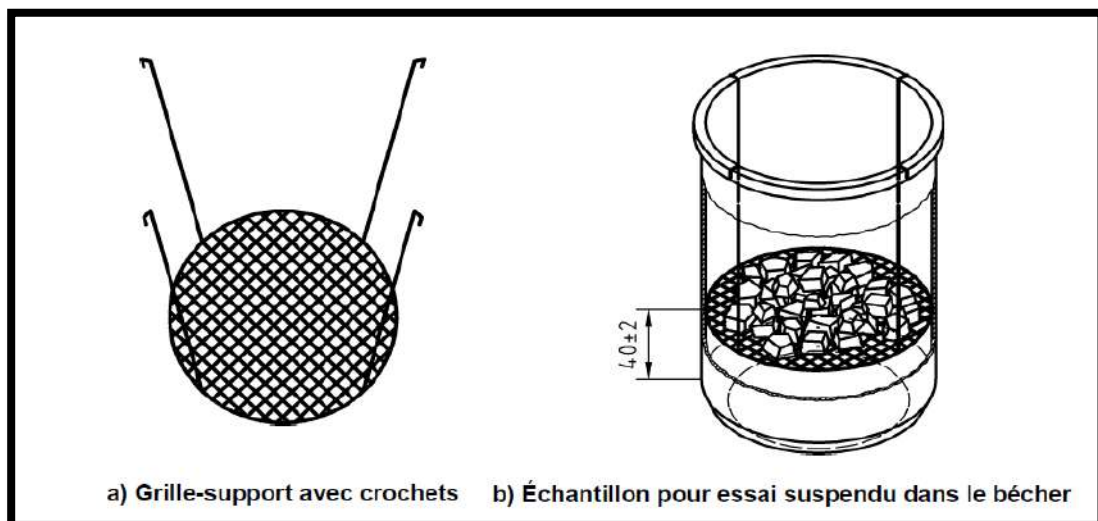


Figure II.19. Montage expérimental de l'essai de désenrobage. (C.R.R, 1991).

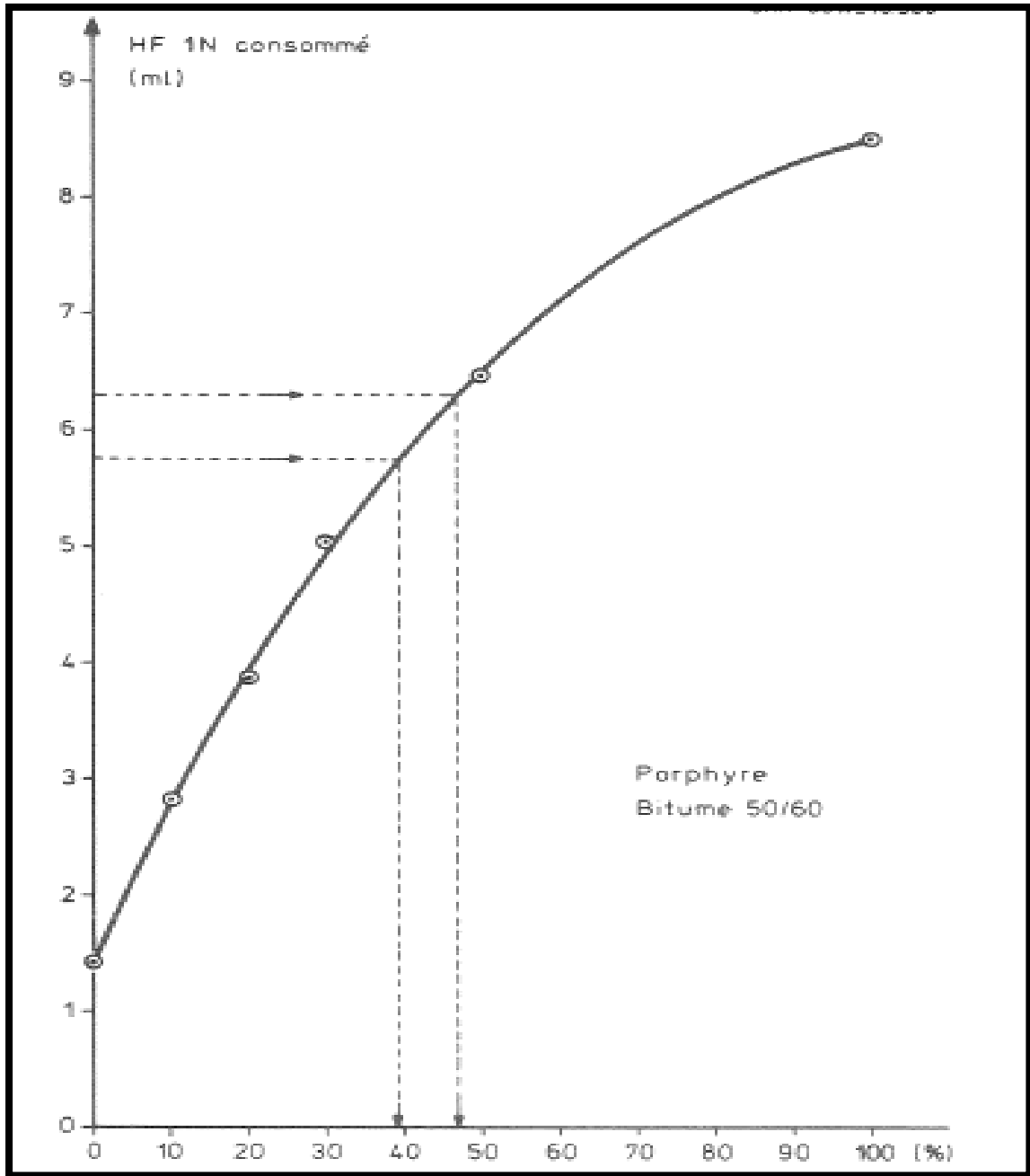


Figure II.20. Courbe d'étalonnage : Consommation d'acide en fonction du pourcentage de pierres non enrobées (C.R.R, 1991).

II.3. ENROBÉS BITUMINEUX

Les mélanges bitumineux peuvent être classés de différentes façons. Peut-être le type de classification le plus général est de savoir si le mélange doit ou non être chauffé avant le transport, le placement et le compactage. Les mélanges bitumineux à chaud doivent être bien chauffés pendant le malaxage, le transport, le placement et le compactage. Le liant bitumineux utilisé en enrobé bitumineux à chaud est assez rigide à température ambiante, de sorte qu'une fois que ce type de béton de bitume se refroidit, il devient rigide et suffisamment solide pour supporter le trafic lourd. L'enrobé à froid, d'autre part, est généralement traité, placé et compacté sans chauffage. Ce matériau peut être manipulé à froid car il utilise des bitumes liquides sous forme d'émulsions et de Cutbacks qui sont fluides à température ambiante. Nombreux ingénieurs évitent maintenant l'utilisation de Cutbacks en raison de problèmes environnementaux. L'enrobé bitumineux à froid est économique car il ne nécessite pas de beaucoup d'énergie pour chauffer le mélange pendant la production et le placement. Cependant, c'est difficile de le compacter complètement et en général n'est pas aussi durable que les enrobés à chaud (NCHRP, 2011).

II.3.1. Historique

L'utilisation des enrobés bitumineux est très ancienne (4 à 5 mille ans av JC), en étanchéité : Canaux, bâtiments, bateaux, mais aussi pour l'embaumement des corps en Egypte...

Dans le génie civil, leur utilisation remonte à la plus haute antiquité, soit autour de 3000ans avant JC. (Chebrek, 2012)

Grâce aux progrès de la technologie au début du XIXème siècle, de nombreuses techniques d'utilisation des enrobés bitumineux dans la construction routière ont été créés et d'autres ont été développées. L'amélioration chronologique se fait d'abord :

- En utilisant l'asphalte suite à la découverte en 1712 par « Eyrini d'Eyrinis » du gisement du val de travers en suisse ;
- En utilisant le goudron de houille suite au brevet pris en 1681 par les anglais ;
- Le bitume (de pétrole) apparait un peu plus tard avec en 1848 le premier puit de pétrole à Titusville dans l'état de pennsylvanie.

Apparition du premier « enrobé à chaud » en 1900 à paris (Chebrek, 2012).

1) Enrobés denses (1950-1965) (Berthier, 2012)

Conçus à partir d'enrobés utilisés aux États-Unis après la Seconde Guerre mondiale, ils ont donné lieu à d'importants phénomènes de fluage et d'orniérage lors de l'été très chaud de 1965. Les analyses réalisées ont conduit à les expliquer par :

- l'utilisation de bitumes trop mous ;
- la présence de granulats roulés ;
- l'emploi de formules trop riches en sable, des dosages en bitume trop élevés.

2) Enrobés grenus (1966-1968)

Pour tenir compte des désordres constatés de nouvelles formules sont mises au point, se caractérisant notamment par :

- le remplacement des matériaux roulés par des matériaux entièrement concassés ;
- une diminution du pourcentage de sable ;
- l'emploi de bitumes plus durs.

Les caractéristiques d'adhérence et la résistance à l'orniérage de ces enrobés étaient bonnes, mais leur « raideur » en rendait difficile la mise en œuvre, ce qui illustre la difficulté de répondre simultanément à des exigences contradictoires.

3) Enrobés semi-grenus (de 1969 à nos jours)

Les difficultés de mise en œuvre des formules « grenues » conduisent assez vite à des arbitrages un peu différents, avec la mise au point des formules « semi-grenues », encore d'actualité, plus faciles à mettre en œuvre tout en étant convenablement résistantes à l'orniérage et en offrant une adhérence suffisante.

Ces enrobés sont codifiés en 1969 par l'administration française dans sa « directive pour la réalisation des couches de surface de chaussées en béton bitumineux » (SETRA, 2008), puis dans la norme NF P 98-130.

4) Enrobés modernes (période actuelle)

Les réflexions sur le rôle des différentes couches de la chaussée ont conduit plus récemment à réserver à une couche spéciale, plus mince, les fonctions fondamentales d'une couche de roulement :

- bonne adhérence ;
- bon drainage ;
- bon niveau d'uni ;
- réduction du bruit de roulement des véhicules.

Simultanément, l'apparition des bitumes modifiés et les progrès dans la maîtrise de leur rhéologie ont permis de développer d'autres solutions d'enrobés « épais » pour réaliser des compromis intéressants entre les exigences contradictoires évoquées précédemment.

Deux autres tendances, encore plus actuelles, motivées l'une et l'autre par des raisons d'environnement, doivent être signalées :

- l'utilisation de liants de nature végétale en lieu et place du bitume ;
- la réalisation de formules d'enrobés « tièdes », fabriqués et mis en œuvre à des températures sensiblement inférieures à celles des enrobés traditionnels.

On constate donc que la variété des types et formules d'enrobés s'est considérablement accrue au fil des années, d'autant plus vite que chaque entreprise, encouragée par la politique de soutien à l'innovation des pouvoirs publics, a mis au point ses propres formules intégrées dans le champ des techniques disponibles par la procédure des avis techniques déjà évoquée (IDRRIM, 2012).

II.3.2. Familles d'enrobés bitumineux (Chebrek, 2012)

Il existe plusieurs formules d'enrobé qui sont caractérisés par :

- Leur granulométrie
- Le type de liant et la teneur en liant
- Le procédé de fabrication (chaud ou froid)
- L'adjonction éventuelle de matériaux particuliers.

A) Produits à chaud

Il s'agit des enrobés fabriqués à chaud (aux alentours de 180°C) et appliqués à chaud (aux alentours des 150°C) (Di-Benedetto, et al., 2005).

❖ 1/ Béton bitumineux

Enrobé riche en bitume, utilisé principalement pour les couches de roulement, ils sont classés en fonction de leur granulométrie :

a- Béton Bitumineux Ultra Mince (BBUM) :

Epaisseur de la couche 2cm, utilisé pour les couches de roulement particulières ou une macro texture importante est recherchée ou dans le cas de travaux d'entretien de surface.

b- Béton Bitumineux Très Mince (BBTM) :

Utilisé pour les couches de roulement. Épaisseur de couche de 2.5cm permet de réaliser une couche d'usure qui, après quelques années, pourra être rabotée et refaite ou pour des points particuliers ou une forte macro texture est recherchée.

c- Béton Bitumineux Mince (BBM) :

Appliqués en épaisseur de l'ordre de 4cm

d- Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG) :

Utilisé pour les couches de roulement. Épaisseur de couche d'environ 6cm.

❖ **2/ Grave Bitume :** (Langlois, 2005)

Enrobé à plus faible teneur en liant destiné aux couches de fondation ou de base. L'épaisseur est comprise entre 8 et 14cm.

On distingue également d'autres formules :

- Enrobé à Module Elevé (EME) : pour les couches d'assise
- Enrobé drainant : pour couche de roulement
- Enrobé avec adjonction de colorant
- Enrobé avec adjonction de polyéthylène
- Enrobé avec adjonction verre pilé
- Enrobé avec adjonction de matériau local.

B) Produits froid :

Il s'agit d'enrobé fabriqués et appliqués à froid, par adjonction de cut-back ou d'émulsion de bitume garantissant la malléabilité du matériau.

❖ **Enrobé froid :**

Enrobé de faible granulométrie (0/4 ou 0/6 en principe) avec une forte teneur en liant et en fines, généralement utilisé de manière temporaire pour permettre la circulation de véhicules sur des voix en cours de travaux, ou encore pour rapprocher des petites tranchées, trous, et nids de poules sur des chaussées déformées. Cet enrobé est très utilisé au printemps en période de dégel, pour réparer les détériorations de la chaussée dus au gel.

❖ **Grave émulsion :**

Mélange de grave avec une faible proportion d'émulsion de bitume.

Il existe aussi des enrobés bitumineux à froid qui sont destinés à la réalisation de couches de roulement. Ce sont des enrobés hydrocarbonés à froid (non stockables) ou tous les granulats sont recouverts de liant.

Le schéma suivant présente une façon générale de classification des enrobés bitumineux :

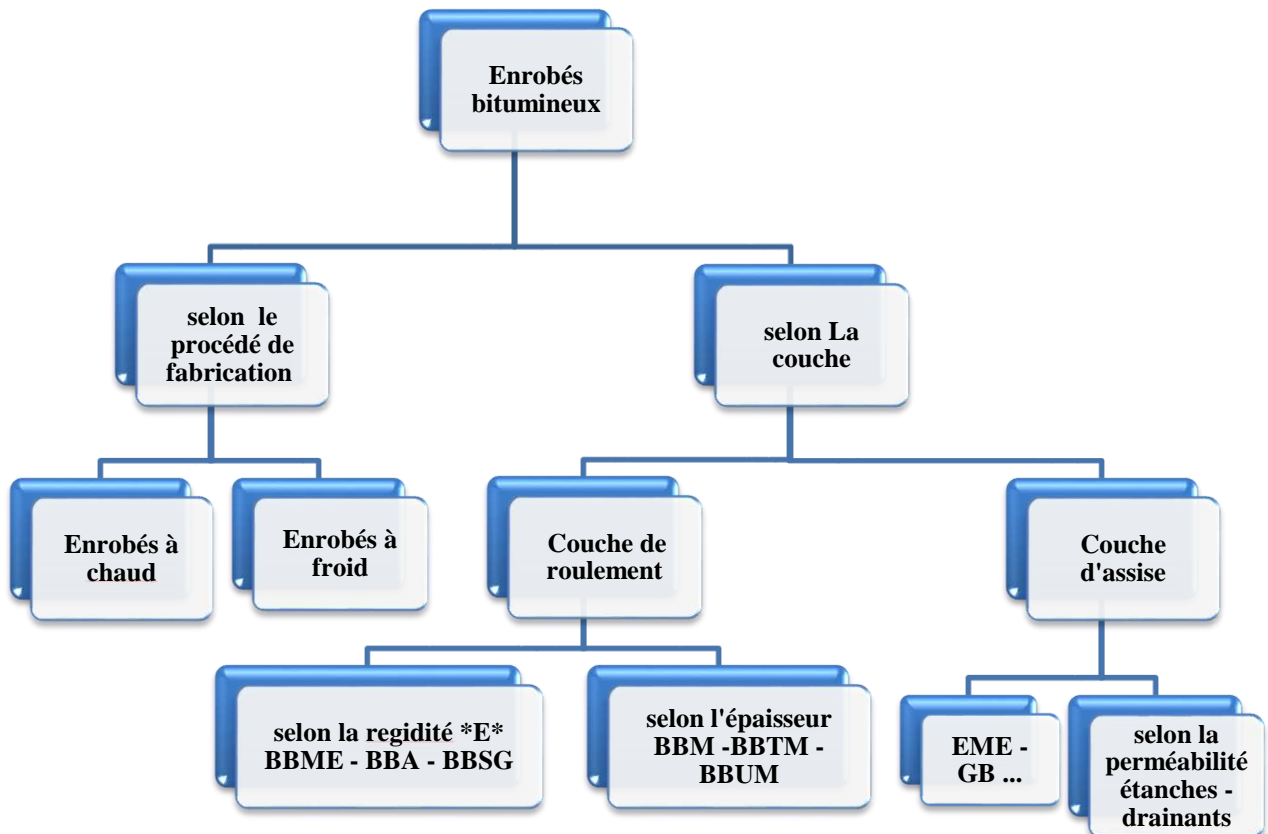


Figure II.21. Différentes les types d'enrobés bitumineux.

- BBME : Béton Bitumineux à Module Elève.
- BBA : Béton Bitumineux Aéronautique
- BBSG : Béton Bitumineux Semi Grenu
- BBM : Béton Bitumineux Mince
- BBTM : Béton Bitumineux Très Mince
- * BBUM : Béton Bitumineux Ultra Mince
- * EME : Enrobé a Module Élève
- * GB : Grave Bitume.

II.3.3. Méthodes de formulation des enrobés bitumineux

L'objectif principal de la formulation est de déterminer une composition optimale de granulats, de liants et de vides qui permette d'atteindre les performances visées. Dans la suite on fera une brève description des différentes méthodes de formulation les plus connues (Junod , 2004).

A) Méthode HVEEM (Junod , 2004)

Les grands concepts derrière cette méthode ont été énoncés par Francis N. HVEEM. Ingénieur de la Californian Département of Transportation (CDT), dans les années 30. Cette méthode a par la suite subi diverses améliorations pour devenir la méthode officielle de la CDT (Asphalt Institute, 1997). La procédure de formulation peut se définir en plusieurs étapes :

1. Le choix des matériaux

Ce choix doit être en accord avec le cahier des charges du projet. Les matériaux doivent satisfaire les propriétés physico-chimiques fixées dans celui-ci.

2. Le choix de la courbe granulométrique

La combinaison des différentes tailles d'agrégats doit permettre d'obtenir une courbe granulométrique aussi proche que possible de la courbe de référence fixée dans le cahier des charges.

3. La détermination de la teneur en liant approximative

Cette estimation découle de deux essais propres à cette méthode : le Centrifuge Kérosène Équivalent (CKE) et la Surface Capacité. En fonction de ces tests et de la densité réelle des fines et des pierres on peut, à travers des abaques spécifiques, obtenir une estimation de la teneur en liant optimale.

4. La préparation des échantillons

Les échantillons sont fabriqués selon une procédure et dans des moules normalisés. Le compactage se fait grâce à un compacteur mécanique avec une méthodologie qui est aussi normalisée. On devrait préparer un échantillon à la teneur en liant obtenue précédemment, deux avec des teneurs en liant inférieures (-0.5% et -1.0%) et un avec une teneur en liant supérieure (+0.5%).

5. Test de stabilité et de ressuage

Une fois compactés les échantillons sont soumis à ces deux tests. L'appareillage du test de stabilité est propre à la méthode Hveem ; des valeurs de stabilité minimales sont fixées en fonction du trafic. Le test de ressuage est plutôt qualitatif.

6. Le choix de la teneur en liant optimale

La teneur en liant optimale est la teneur en liant maximale dont l'échantillon satisfait les conditions de stabilité minimale, ne présente pas un ressuage important et la teneur en liant est au moins égale à 4%. Si cette valeur est celle de la teneur en liant maximale préparée (estimation +0.5%) alors il faut préparer un échantillon supplémentaire avec une teneur en liant supérieure de +0.5% et refaire la procédure.

B) Méthode MARSHALL

Les premiers concepts de cette méthode furent développés par Bruce Marshall vers la fin des années 30, puis révisés et améliorés par la U.S. Army. Cette méthode, recommandée par les normes VSS en Suisse, 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 (Asphalt Institute, 1997). La procédure de formulation peut se résumer en six étapes distinctes :

1. Le choix des agrégats

Les agrégats sont choisis selon leurs caractéristiques physiques (dureté, propreté, forme,...). 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.

2. Le choix du liant

Cette méthode ne possédant pas une procédure de sélection et d'évaluation normalisée, le choix est laissé à l'ingénieur qui devra réaliser les essais qu'il juge nécessaires.

3. 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'une dame aux dimensions normalisées et selon des règles bien précises.

4. Détermination de la stabilité et du fluage

Une fois compactés les échantillons sont soumis à un essai de stabilité et fluage. La stabilité est la force maximale que peut supporter l'échantillon et le fluage est la déformation plastique qui s'ensuit. Ces deux valeurs sont en quelque sorte des mesures permettant de prévoir la performance de l'enrobé.

5. Calcul de la densité et des vides

La densité et les vides (vides du mélange, vides du squelette minéral, vides remplis par le bitume) permettent de caractériser le mélange.

6. Choix de la teneur en liant optimale

Ce choix dépend de la combinaison des résultats de stabilité et fluage, des vides et de la densité. Ainsi 6 graphes représentant l'évolution du pourcentage de vides, de la densité, du fluage, de la stabilité, des vides du squelette minéral (VMA) et des vides remplis par le bitume (VFA) en fonction de la teneur en liant sont tracés. Le choix du pourcentage de vides du mélange permet d'une part d'obtenir la teneur en liant optimale et d'autre 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.

C) Superpave Mix Design

Cette méthode de formulation a été développée aux Etats-Unis pour remplacer la méthode Marshall. Elle connaît une grande application dans le domaine. Ainsi en 2000, 62% de la production totale en tonnes de revêtement bitumineux s'est faite par l'utilisation de cette méthode (WFTCR, 2001). Dans le cadre du programme de recherche SHRP (Strategic Highway Research Program) dont les objectifs étaient d'améliorer le choix des matériaux et la formulation d'enrobés bitumineux, une nouvelle méthode de 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 de la performance de l'enrobé dans le temps. Elle peut se diviser en quatre étapes (Asphalt Institute, 2001):

1. 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 (propriétés consensus) : angularité, forme et équivalent en sable. Les critères spécifiques à la source des agrégats (propriétés d'origine) : dureté, bruit et propreté.

2. 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 (performance grading (PG) system) 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 (reliability design) permet de définir le grade minimal du liant à utiliser.

3. Choix de la teneur en liant optimale

Des échantillons sont fabriqués avec quatre teneurs en liant différentes (variation de $\pm 0.5\%$) et soumis au compactage dans la Superpave Gyrotory Compactor (PCG) (presse à cisaillement giratoire). On trace le graphique densité théorique maximal de l'enrobé en fonction du nombre de girations pour les quatre 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 les conditions de trafic. (Uluçaylı, 1997)

4. Essais de performances

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 time et le flow number (Bonaquist, et al., 2003).

D) Principe De La Méthode Française

Cette méthode repose sur deux grands axes. Le premier est la détermination de la quantité minimale de liant en fonction de la granulométrie du mélange. Le deuxième est l'utilisation de la presse à cisaillement giratoire pour estimer le comportement lors du compactage du mélange.

1. Quantité minimale de liant bitumineux

Dans l'approche qui s'est codifiée en France dans les années cinquante, pour une composition granulométrique donnée, on définit une quantité de liant bitumineux minimale pour assurer une bonne durabilité du mélange par la notion de module de richesse K. Cette grandeur, qui est proportionnelle à une épaisseur conventionnelle du film de liant enrobant les granulats, est donnée par l'expression suivante qui relie K à la teneur en liant TL et à la surface spécifique conventionnelle des granulats Σ :

$$\textit{Teneur en Liant} = k. \alpha. \sqrt[5]{\Sigma}$$

Avec α , coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats :

$$\alpha = 2,65 / \text{MVR}_g$$

La surface spécifique conventionnelle Σ est calculée à l'aide de l'expression :

$$\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 150f \text{ en (kg/m}^2\text{)}$$

avec les proportions massiques :

G, des éléments supérieurs à 6,3 mm

S, des éléments compris entre 6,3 mm et 0,315 mm

s, des éléments compris entre 0,315 mm et 0,08 mm

f, des éléments inférieurs à 0,08 mm

2. Essai à la presse à cisaillement giratoire

Une composition du mélange étant choisie par référence à l'expérience antérieure, son comportement lors du compactage est estimé à l'aide de l'essai à la presse à cisaillement giratoire.

Une quantité prédéterminée du mélange hydrocarboné, portée à la température usuelle de fabrication de l'enrobé en centrale, est placée dans un moule cylindrique de 150 mm ou 160 mm de diamètre. Le compactage est obtenu par l'action concomitante :

- d'une force de compression statique assez faible correspondant à une pression de l'ordre de 0,6 MPa et
- d'une déformation de l'éprouvette à laquelle on impose que son axe longitudinal décrive une surface conique de révolution, de sommet O et d'angle au sommet 2α , pendant que les surfaces d'extrémité de l'éprouvette restent sensiblement horizontales. L'angle α est d'environ 1° . Il est déterminé pour chaque type de machine de façon à obtenir des pourcentages de vides fixés sur des matériaux pris comme référence. La vitesse de rotation a peu d'influence sur le résultat, elle est prise couramment égale à 30 tours/min.

L'interprétation de l'essai du point de vue de l'appréciation du comportement lors du compactage du mélange est faite en considérant les valeurs de pourcentages de vides obtenues en général après 10 girations et après un nombre de girations, N_g [25, 40, 60, 80, 100, 120 ou 200] qui dépend du type d'enrobé étudié.

Après 10 girations, il est en général spécifié une valeur minimale du pourcentage de vide (de l'ordre de 14 % pour des matériaux en couche de base) afin d'éviter d'avoir un mélange trop maniable qui s'avèrerait difficile à compacter sans déformations excessives et conduirait à un matériau qui se révélerait aussi instable sous le trafic.

Après N_g girations, il est spécifié cette fois une fourchette de valeurs pour le pourcentage de vides (pour des bétons bitumineux courants utilisés en couche de surface, les pourcentages de vides doivent être compris entre 5% et 10%. Pour des enrobés destinés à des couches de base, seule la valeur maximale est spécifiée, elle peut atteindre 11%). La valeur maximale est destinée à assurer la durabilité du mélange, la valeur minimale vise à éviter une compacité excessive qui favoriserait l'instabilité du mélange et le développement de l'orniérage par fluage sous trafic, ainsi qu'à assurer le maintien d'une macro - texture suffisante pour les couches de roulement.

E) Formulation C.R.R.

Le Centre de Recherche Routière belge a également développé une méthode de formulation pour les enrobés bitumineux. Celle-ci se caractérise par le fait 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 est identifiée dans la Figure II.22 peut se résumer en trois phases (CRR, 1987; CRR, 1997):

Phase 1. 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 connaître les caractéristiques physiques des agrégats (granulométrie, dureté, propreté, etc.) et du liant (pénétration, susceptibilité thermique, etc.).

Phase 2. La formulation

La composition d'un mélange doit en premier lieu être conçue sur la base d'une méthode analytique prenant en compte les paramètres importants. Cette phase est intégrée dans le logiciel spécifique PRADO.

Phase 3. 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 que lorsque l'essai est en accord avec les résultats que l'on peut passer à l'étape finale qui est le passage d'une formulation volumique à une formulation massique, grâce aux masses volumiques des composants, et le calcul des caractéristiques mécaniques de l'enrobé ainsi obtenu.

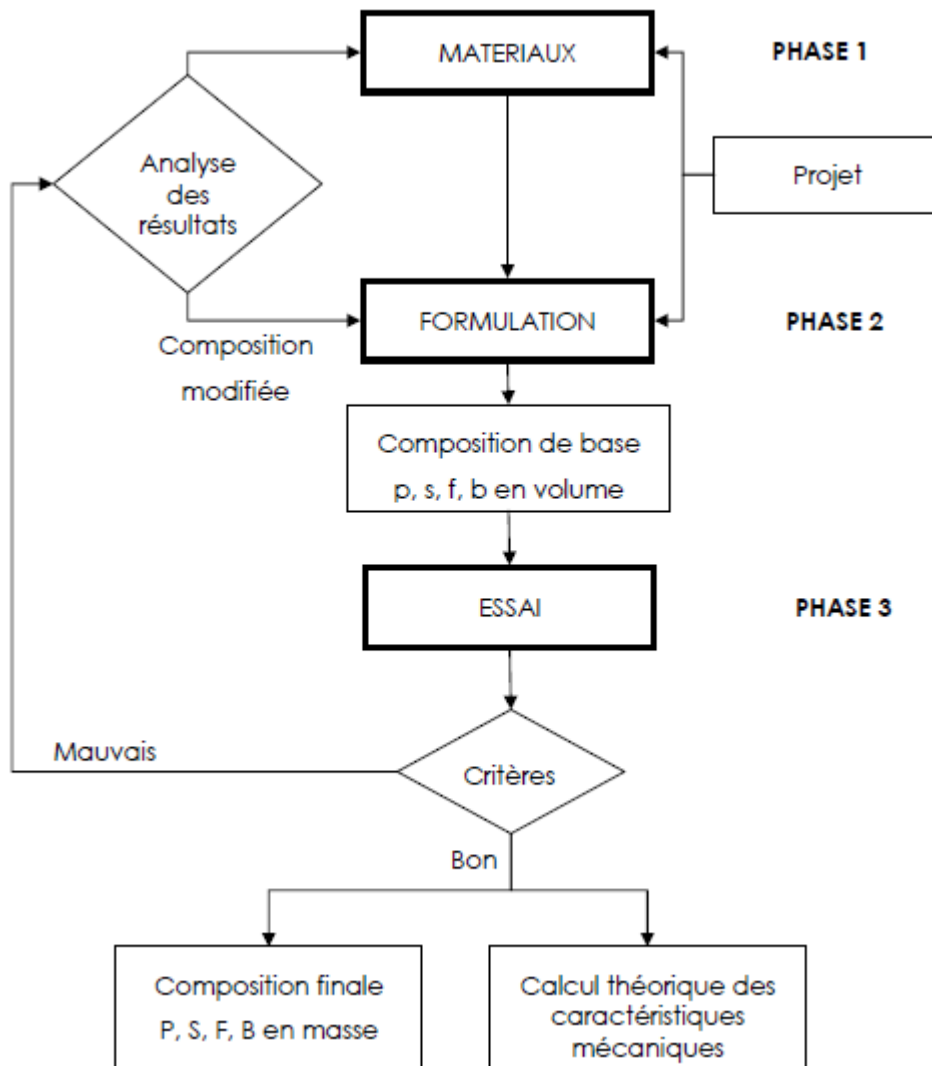


Figure II.22. Organigramme de la Procédure de formulation C.R.R.

F) Le principe des niveaux (Méthode Française)

Le niveau d'étude de formulation dépend en général du type d'enrobé, du niveau de sollicitation de la chaussée et de l'importance du chantier. La plupart des enrobés nécessitent au minima une étude de deux niveaux excepté les enrobés à module élevé que la norme 13108-1 oriente vers une étude de niveau 4. Les différents essais présentés ci-dessous permettent de vérifier les caractéristiques de l'enrobé formulé vis-à-vis des normes en vigueur (Michel, 2011).

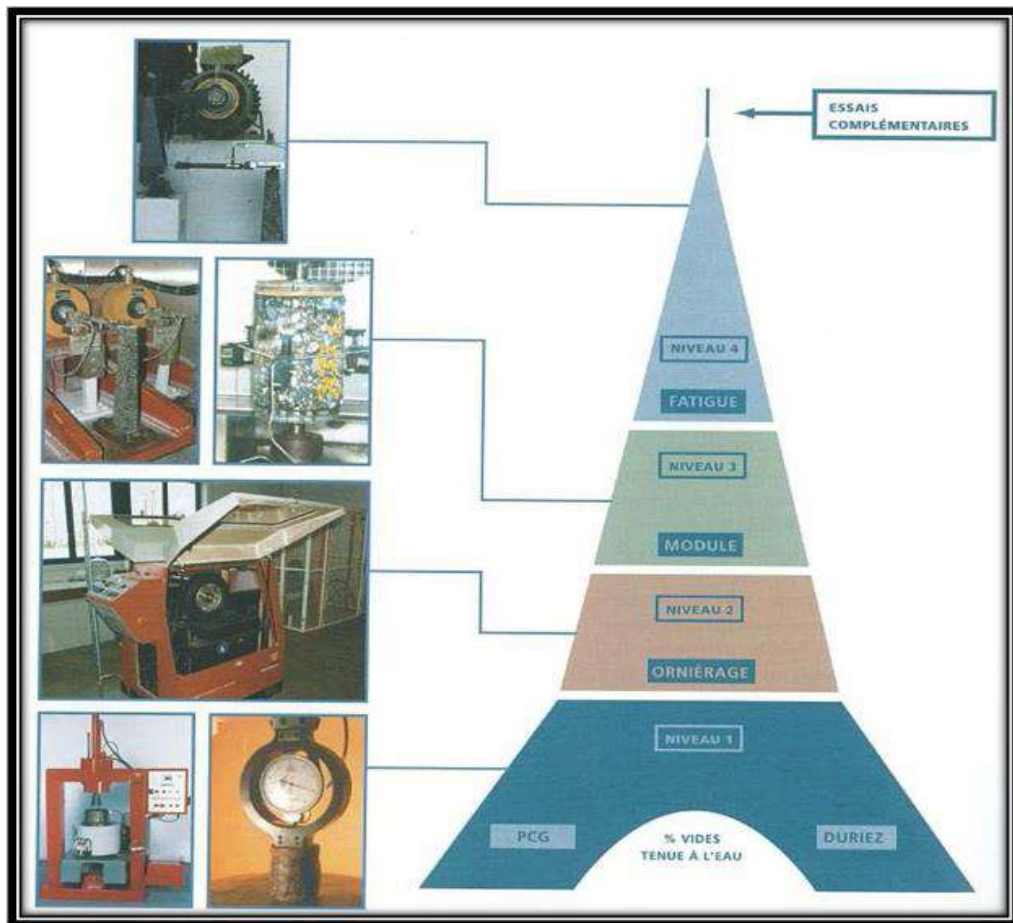


Figure II.23. Niveaux de l'épreuve de formulation de quatre Niveaux.

- **Niveau 1 :** Ce niveau permet d'estimer le comportement des matériaux « essai Duriez - essai Presse à Cisaillement Giratoire ».
- **Niveau 2 :** Ce niveau comporte les essais du niveau 1 auxquels s'ajoute l'essai de résistance à l'orniérage.

- **Niveau 3** : Ce niveau comporte les essais des niveaux précédents auxquels s'ajoute un essai de module. Cet essai de module est spécifié dans le cas de chantiers importants et lorsque la couche intervient dans le fonctionnement structurel de la chaussée.
- **Niveau 4** : Ce niveau comporte tous les essais cités précédemment ainsi qu'un essai de détermination de la résistance à la fatigue. Le recours à cet essai intervient généralement pour des chantiers importants, notamment sur le réseau autoroutier.

G) Méthodes traditionnelles et Méthodes Modernes

En revanche, on distingue aussi des méthodes de formulation dites « traditionnelles » et les méthodes basées sur des essais mécaniques qualifiés de « modernes ».

1) Méthodes de formulation basées sur les essais traditionnels :

Ces méthodes traitent un seul aspect du comportement mécanique des enrobés à savoir la rupture plastique d'une éprouvette dans des conditions standard de température, d'humidité et de charge basées sur le principe que le choix de la composition appropriée doit répondre aux exigences de résistance. Les essais mécaniques traditionnels les plus utilisés sont (Haddadi, 1995):

- Essai de fluage Marshall
- Essai Duriez

Il y'a lieu de signaler qu'en Algérie la méthode de formulation des enrobés bitumineux à chaud (Béton bitumineux et Grave bitume) est basée principalement sur les deux essais traditionnels : Marshall et Duriez (CTTP, 2004).

L'organigramme ci-dessous résume les différentes étapes d'une formulation d'enrobé bitumineux telle que pratiquée dans les laboratoires algériens.

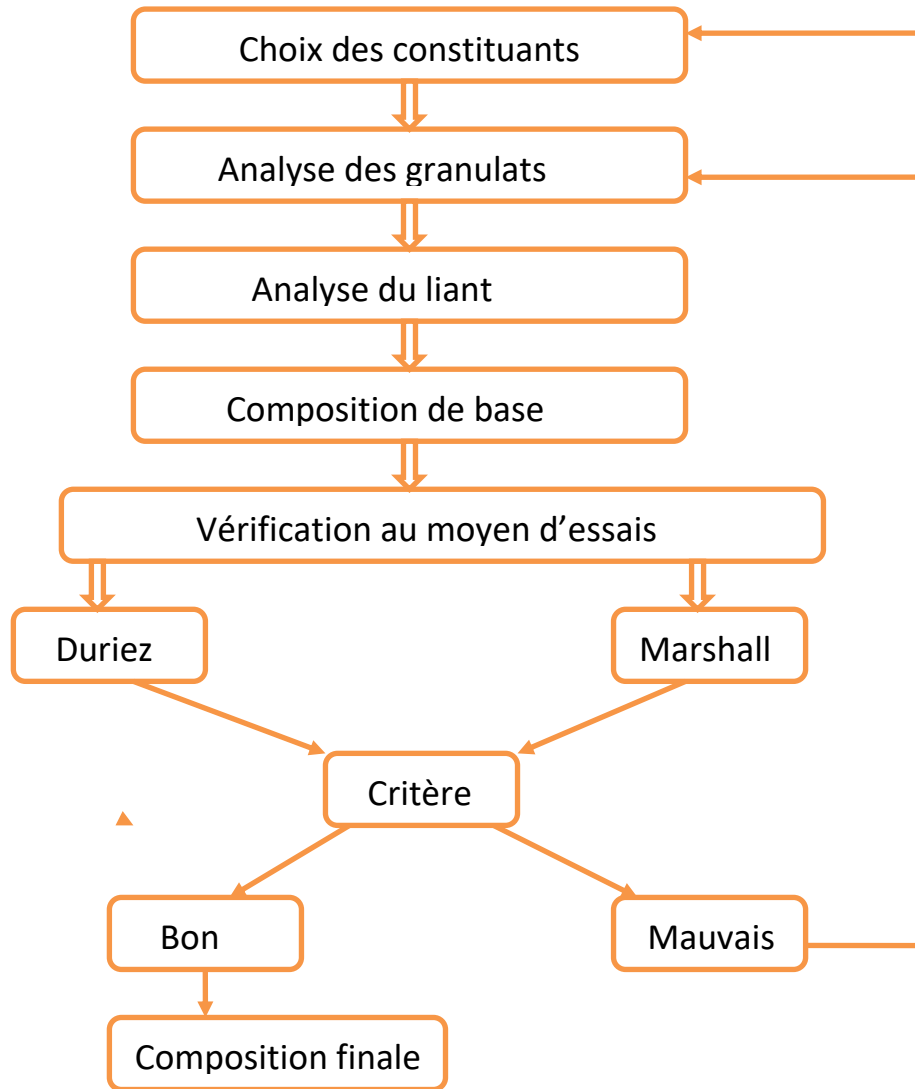


Figure II.24. Organigramme de formulation d'enrobés bitumineux en Algérie (Zemmiri, 2008).

2) Méthodes de formulation basées sur les essais mécaniques « modernes »

Les essais « modernes » ont pour but de déterminer les caractéristiques intrinsèques du comportement du matériau. A.G. Dumont (Haddadi, 1995) propose une classification de ces essais en fonction de quatre propriétés appréhendées à différents temps pour les enrobés bitumineux à savoir : l'aptitude au compactage pour le court terme, l'orniérage et la fatigue pour le moyen terme et la durabilité pour le long terme. Les essais les plus utiles sont :

- 1.essai de module
- 2.essai de module complexe,
- 3.essai de fatigue,
- 4.essai de fluage dynamique.

1. Essai de module (MAER) NF EN 12697-26

Cet essai est destiné à la caractérisation du comportement mécanique de l'enrobé. Il permet en particulier de déterminer un module de rigidité en traction directe et d'avoir une estimation de la durée de vie en fatigue.

Il consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de l'enrobé à une contrainte de traction pour différents niveaux de déformation et différents temps de chargement dans une gamme de températures allant de -10 à +30° C.

Les modules sont généralement déterminés à : 0°, 10°, 20°, 30 et 40°C et aux temps de charges variant de 0,02 à 300 secondes. Il est à noter qu'un temps de charge de 0,02s correspond à un poids lourd roulant à 60 km/h. (Zemmiri, 2008)

2. Essai de module complexe (E*) NF EN 12697-26

Cet essai caractérise le comportement viscoélastique des enrobés en fonction de la fréquence et de la température. Il est effectué sur une éprouvette d'enrobé trapézoïdale encastrée à sa base et sur l'extrémité libre de laquelle on applique un niveau de déplacement très faible créant une mise en flexion du corps d'épreuve en simulant l'effet du trafic. A partir de la force résultante, on calcule le module dans une large gamme de températures et pour plusieurs fréquences (Kebaili, 2016).

Les essais de module des enrobés bitumineux, entrant dans le cadre de cette étude, sont réalisés au moyen du testeur d'asphalte appelé (NAT) ou le Nottingham Asphalt Tester. Dans ce qui suit, on donne un aperçu sommaire de cet appareil, se trouvant au niveau du laboratoire CTTTP d'Alger, (plus de détails sur cet appareil ainsi que sur son mode de réalisation et d'exploitation seront données dans le quatrième chapitre) (Kebaili, 2016).

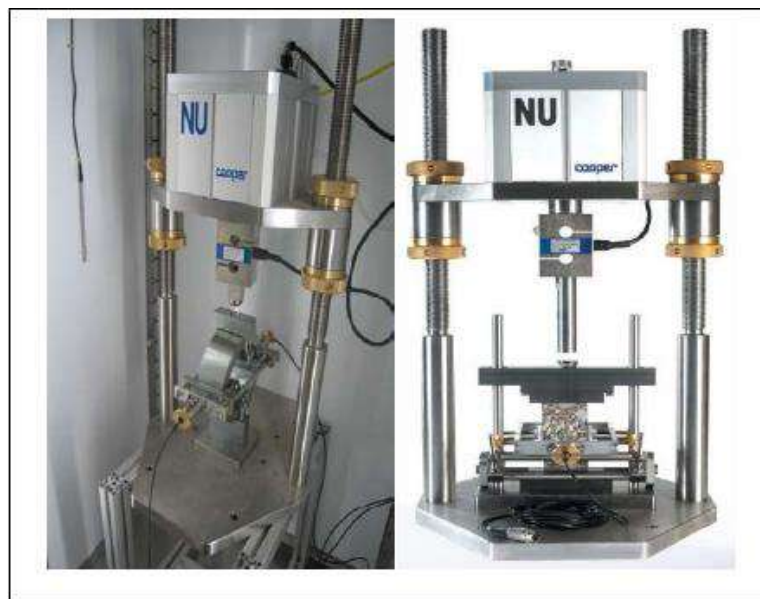


Photo II.2. Appareil pour essai de module de rigidité (NAT).

3. Essais de fatigue

Dans la chaussée, les enrobés subissent des contraintes et des déformations complexes et aléatoires et il est impossible de reconstituer en laboratoire les conditions de travail réelles des matériaux. Les essais en laboratoire sont conçus à partir de l'hypothèse de rupture par fatigue sous des sollicitations répétées à la base des couches d'enrobés, avec des méthodes d'essai et des formes d'éprouvettes diverses. On distingue des essais en flexion, en traction-compression ou en cisaillement (Diakhate, 2007).

Après avoir choisi un mode de sollicitation, un type d'éprouvette, il reste à choisir les modes de fatigue : fatigue à amplitude de contrainte constante ou fatigue à amplitude de déformation constante. Tous les efforts fournis jusqu'à présent au laboratoire ne reflètent pas encore les conditions réelles de sollicitation en fatigue des enrobés en service. Dans la pratique, en plus de la fatigue mécanique imposée par le trafic usuel, s'ajoute l'effet des cycles thermiques sur la chaussée ainsi que l'effet des sollicitations exceptionnelles telles que les fortes intensités et les signaux en tandem, que l'on se propose d'étudier dans les prochains chapitres.

4. Essais de fluage dynamique

L'essai de fluage dynamique sur éprouvette cylindrique carottée permet d'étudier l'orniérage des chaussées et de mettre au point des formulations pour le maîtriser. L'essai permet :

- Soit d'établir une loi complète du fluage dynamique d'un enrobé et de prévoir son comportement au sein de la chaussée,
- Soit de faire un essai type pour choisir une formule optimale du point de vue de l'orniérage.

Les éprouvettes cylindriques soumises à l'essai de fluage dynamique peuvent être les mêmes que celles qui subissent l'essai de module dynamique. Elles permettent d'étudier sur la même machine, à différentes températures, la vitesse de déformation permanente d'un enrobé bitumineux soumis à des compressions axiales sinusoïdales d'amplitude et de fréquences données qui s'ajouteront à une pression isotrope constante donnée (Haddadi, 1995).

II.3. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis d'exposer les bitumes et les enrobés bitumineux, d'une manière succincte afin de comprendre et d'appréhender tous les phénomènes ainsi que le comportement, à travers les différents essais existants, afin de pouvoir entamer notre travail expérimental.

CHAPITRE III

GÉNÉRALITÉS SUR LES MÉLANGES HYDRAULIQUES

Généralités Sur Les Mélanges **Hydrauliques**

III.1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau composite. Il est constitué de plusieurs matériaux différents les uns sont actifs et les autres inertes (Dreux, et al., 1998) qui deviennent homogènes entre eux, soit à la mise en œuvre (béton frais), soit après durcissement (béton durci). Ses composants sont déterminés dans des proportions étudiées afin d'obtenir des propriétés souhaitées telles que la résistance mécanique, la consistance, la durabilité, l'aspect architectural (formes, teintes, textures), la résistance au feu, l'isolation thermique et phonique, et ceci en utilisant des méthodes spécialisées dites « méthodes de formulation du béton » (Boufedah, 2011).

Bien qu'il soit impossible de prédire avec exactitude les performances d'un béton, cependant, de nombreuses études effectuées ont permis de cerner et de quantifier le rôle des différents paramètres influents et il est possible aujourd'hui, moyennant un minimum d'études, d'obtenir des bétons de hautes qualités.

De nos jours, et grâce à ses nombreuses qualités parmi lesquelles on peut citer, une bonne résistance à la compression, une bonne isolation phonique et thermique, un cout relativement bas, le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde, et cette tendance mondiale est largement vérifiée en Algérie où le béton reste le matériau de construction par excellence. (Cherai, et al., 2007).

La structure du béton est composée de deux principaux constituants : les granulats et la matrice :

- Les granulats représentent en moyenne 70% à 80% du volume du béton, on les trouve sous forme de sables, de graviers ou de cailloux. Ils sont considérés comme un renfort mécanique, et ils sont traités comme des inclusions. Les granulats sont obtenus à partir des carrières de roches massives, de gisements alluvionnaires et artificiels tels que les laitiers expansés, les argiles expansées et les schistes expansés. Ils conditionnent la compacité du matériau ainsi que ses caractéristiques mécaniques.
- La matrice enrobe et lie les granulats entre eux. Elle est formée d'une structure complexe poreuse source d'échanges internes et externes. Il existe plusieurs types de matrice parmi lesquelles on trouve : la pâte de ciment, la résine et l'hydrocarbure. Un examen plus approfondi, montre que la structure du béton présente un caractère hétérogène sur un domaine de dimensions extrêmement étendu (Berbaoui, 2010).

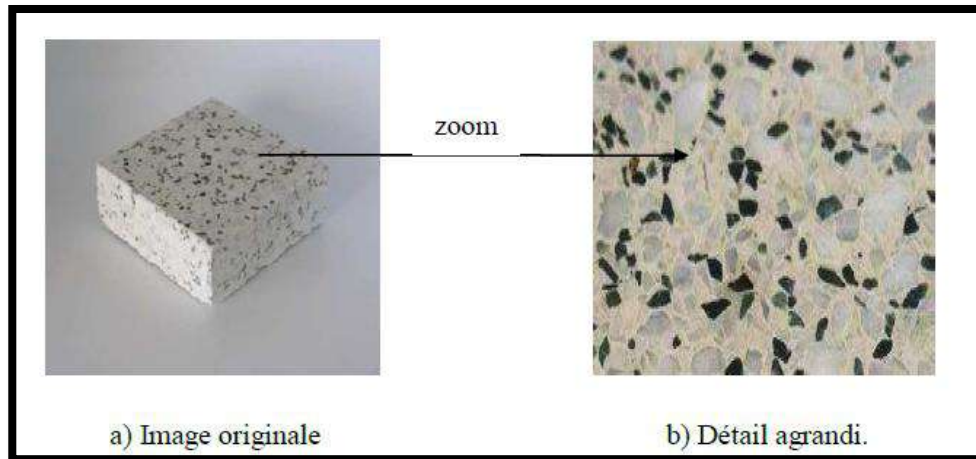


Photo III.1. Structure hétérogène de béton (Berbaoui, 2010).

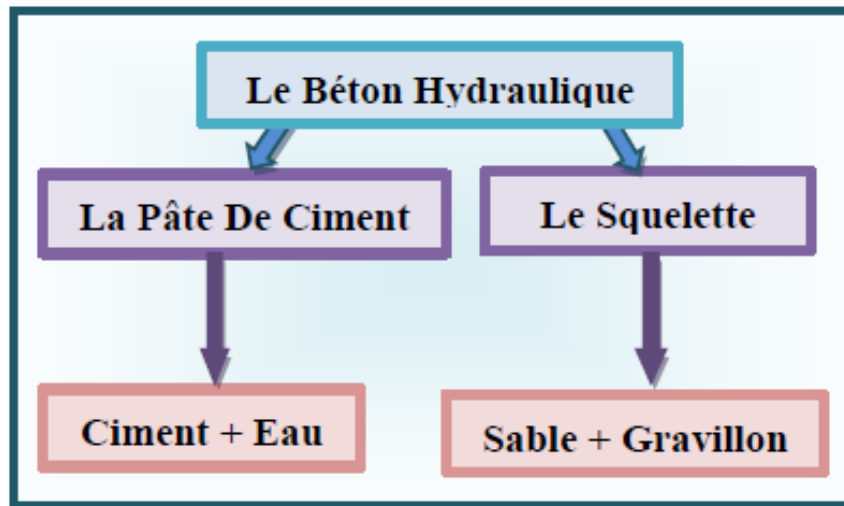


Figure III.1. Composition du Béton hydraulique.

III.2. HISTORIQUE

Le béton est né du besoin d'avoir un matériau de construction bon marché, malléable au moment de le mettre en place et résistant ensuite (GBB, 1998).

La forme la plus ancienne du béton remonte à 7000 ans avant JC (Reed, et al., 2008). Un matériau similaire était connu des égyptiens et des Romains, mais l'essor réel du béton tel qu'on le connaît aujourd'hui est dû à l'anglais Joseph Aspdin qui en 1824 fait breveter le ciment Portland (Gu, et al., 2016; Kurdowski, 2014).

A l'origine, le béton était constitué d'un mélange de trois matériaux : le ciment, les granulats et l'eau. Dans la plupart des cas, le ciment était du ciment Portland obtenu par mélange homogène d'argile et de calcaire, ou d'autres matériaux contenant de la chaux, de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer, cuit à la température de clinkérisation puis broyé. Par la suite, de petites quantités d'adjuvants chimiques ont été ajoutées au mélange afin d'améliorer certaines des propriétés du béton à l'état frais ou durci.

Au 20^{ème} siècle, le béton se développa considérablement avec l'évolution de ses techniques : usage croissant des adjuvants, béton prêt à l'emploi, matériel de mise en œuvre (Ayad, et al., 2013).

III.3. TYPES DE BETONS

La classification des bétons se fait suivant différents critères, on cite :

III.3.1. Selon leur destination

Les chercheurs Bron et Ollivier ont classé les types des béton suite au destination visé. Le tableau suivant présente cette classification.

Tableau III.1. Types de béton en fonction de leur destination (Baron, et al., 1999).

Types de béton	Destination
Bétons compactés au rouleau	bétons spéciaux pour réaliser certain type de barrage (barrages poids).
Bétons projetés	Pour réaliser les travaux miniers et souterrains, pour la réparation des ouvrages détériorés
Bétons de construction	destinés à la construction courante des bâtiments ou des ouvrages de faible importance
Bétons autonivelants (autoplaçants)	Pour les ouvrages présentant un ferrailage vraiment dense ou d'une forme variable difficile à mouler (courbures multiples).
Bétons coulables sous l'eau	Pour la construction ou la réparation des barrages, les structures portuaires, les tunnels
Bétons fibrés	Pour les dallages (fibres métalliques), piste d'aéroport ou des pièces techniques telles que les tuyaux, gaines (fibres de verre).

III.3.2. Selon leur masse volumique

Selon la classification européenne, il y a trois classes de béton qui sont représentées ci-dessous dans le tableau III.2 :

Tableau III.2. Types de béton en fonction de leur masse volumique (Ollivier, et al., 2008)

Types de béton	Béton léger	Béton normal	Béton lourd
Masse volumique (kg/m ³)	De 800 à 2000	De 2000 à 2600.	Supérieure à 2600

III.3.3. Selon leur granularité

La classification se fait en fonction de la dimension maximale des granulats D_{max} :

Tableau III.3. Types de béton en fonction de D_{max} (CIM, 2005)

Classes du béton	Béton fin	Béton moyen	Béton gros
Dimension maximale des granulats D _{max} (mm)	$8 \leq D_{max} < 16$	$16 \leq D_{max} < 31.5$	$31.5 \leq D_{max} < 63$

III.3.4. Selon leur consistance (cône d'Abrams)

Elle est définie en utilisant le cône d'Abrams, et on obtient les quatre classes suivantes :

Tableau III.4. Types de béton en fonction de leur consistance (Dreux, et al., 1998).

Classe des bétons	Affaissement (Aff.) en cm	Tolérance (cm)
Ferme	0 à 4	±1
Plastique	5 à 9	±2
Très Plastique	10 à 15	±3
Fluide	>16	

III.3.5. Selon leur résistance à la compression sur cylindre f_{ck}

La norme EN-206 classe les bétons en fonction de leur résistance caractéristique à la compression conformément au tableau III.5. Dans ce tableau f_{ck-cyl} est la résistance caractéristique mesurée sur cylindres (c'est cette résistance qui correspond à la résistance caractéristique à laquelle il est fait référence dans l'Eurocode 2) ; f_{ck-cube} est la résistance caractéristique mesurée sur cubes.

Tableau III.5. Classes de résistance à la compression (CNB, 2005)

Classes	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 45/55
f _{ck-cyl} (N/mm ²)	8	12	16	20	25	30	35	45
f _{ck-cube} (N/mm ²)	10	15	20	25	30	37	45	55

III.4. PROPRIETES ESSENTIELLES D'UN BETON

Le béton doit être considéré sous deux aspects :

- **le béton frais** : mélange de matériaux solides en suspension dans l'eau, se trouve en état foisonné à la sortie des appareils de malaxage et en état compacté après sa mise en œuvre dans son coffrage ;

- **le béton durci** : solide dont les propriétés de résistance mécanique et de durabilité s'acquièrent au cours du déroulement de réactions physico-chimiques entre ses constituants, d'une durée de quelques jours à quelques semaines.

III.4.1. Propriétés du béton frais

La propriété essentielle du béton frais est son ouvrabilité qui est la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et l'enrobage complet du ferrailage (Dreux, 1979). L'ouvrabilité doit être telle que le béton soit maniable et qu'il conserve son homogénéité. Elle est caractérisée par une grandeur représentative de la consistance du béton frais. Dans le cas de béton ordinaire elle est principalement influencée par :

- La nature et le dosage du liant.
- La forme des granulats.
- La granularité et la granulométrie.
- Le dosage en eau (Gabrysia, 2007).

III.4.1.1. Mesure de la maniabilité

La rhéologie est la science de l'écoulement et de la déformation de la matière. On peut classer les méthodes de contrôle du béton frais suivant le mode d'application de l'énergie de déformation. Ainsi il existe :

- Les méthodes utilisant l'énergie potentielle du béton ;
- Les méthodes nécessitant un apport d'énergie.

Parmi le nombre important d'essais reposant sur ces deux méthodes nous retiendront principalement :

1. Le slump-test (ou essai d'affaissement) ;
2. L'essai de remoulage par le maniabilimètre L.P.C ;
3. L'essai vété ;
4. L'essai ganville.

L'ouvrabilité peut s'apprécier de diverses façons et en particulier par des mesures de plasticité. Il existe de nombreux essais et tests divers permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité. Nous n'en citerons que quelques-uns, les plus couramment utilisés dans la pratique (Adamm, 2000; Venant, 1973).

❖ **1/ Affaissement au cône d'Abrams**

Cet essai est incontestablement un des plus simples et des plus fréquemment utilisés. Il ne nécessite qu'un matériel peu coûteux et peut être exécuté par un personnel non hautement qualifié. Cet essai a fait l'objet de la norme NF P18-451, et nous n'en rappelons ci-dessous que les principes essentiels : on remplit de béton un moule en tôle tronconique ($D=20$ cm, $d=10$ cm, $h=30$ cm) ; le remplissage s'exécute en trois couches tassées avec une tige d'acier de 16 mm de diamètre dont l'extrémité est arrondie, à raison de 25 coups par couche ; on soulève ensuite le moule avec précaution et on mesure l'affaissement (Dreux, et al., 1998).

Les mesures sont évidemment quelque peu dispersées et il ne faut pas accorder à cet essai un caractère trop rigoureux, mais on peut admettre qu'il caractérise bien la consistance d'un béton et permet le classement approximatif indiqué Préalablement au Tableau III.4.

Il est noté que le classement de l'ouvrabilité des bétons, c'est-à-dire de leur consistance, est basé sur cet essai, d'une part dans les spécifications du fascicule 65, d'autre part dans la définition des bétons fournis par les centrales de BPE, telle qu'elle résulte de la norme XP P 18-305.

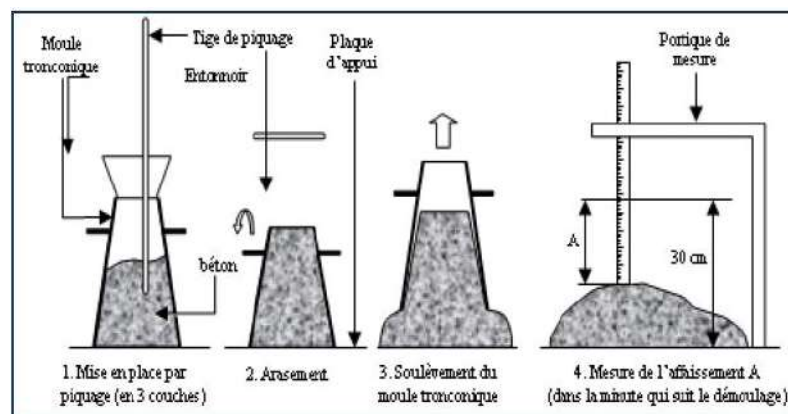


Figure III.2. Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.

❖ **2/ Essai de maniabilimètre LCPC**

Cet essai a l'avantage de tenir compte de la mise en vibration du béton dans l'appréciation de sa maniabilité. L'appareil mis au point au laboratoire central des ponts et chaussées comporte une cuve métallique parallépipédique dont les dimensions

intérieures sont : 30 cm de largeur, 30 cm de profondeur et 60 cm de longueur. Une paroi mobile de section triangulaire sépare la cuve en deux alvéoles distinctes. Après avoir rempli de béton l'alvéole située du côté du parement incliné de la paroi mobile. Cette dernière qui peut coulisser verticalement est soulevée ce qui déclenche simultanément un contact électrique provoquant la mise en marche d'un vibreur (50 hertz) fixé sur la paroi avant de l'appareil : le béton s'écoule dans le second alvéole de la cuve et l'on chronomètre le temps qu'il met pour atteindre un trait repère sur la paroi opposée.

Plus le béton est plastique, maniable et de bonne ouvrabilité et plus le temps est court ; on constate en moyenne les valeurs suivantes :

- $t \leq 10$ secondes (béton mous et très fluides)
- $t = 15$ secondes (béton très plastique).
- $20 \leq t \leq 30$ secondes (béton de bonne ouvrabilité).
- $T \geq 40$ secondes (bétons secs, peu maniables).

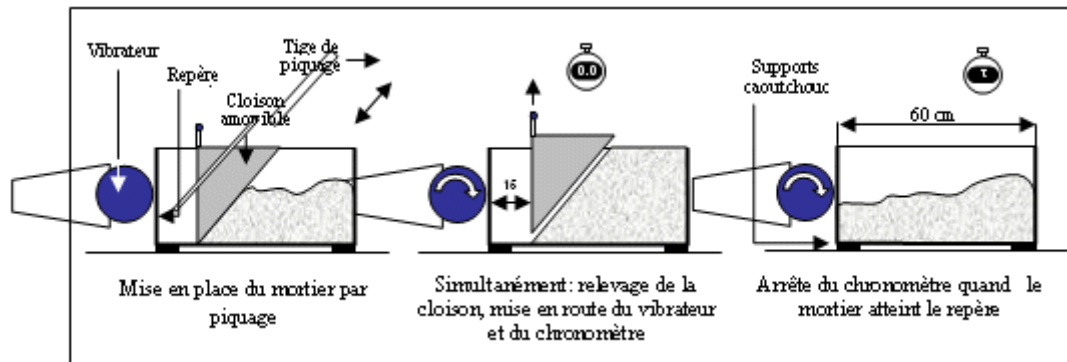


Figure III.3. Mesure de la maniabilité LCPC.

❖ 3/ L'essai Vé.Bé

L'essai est une variante du cône d'Abrams ; en effet, le béton démoulé du moule tronconique et soumis à des vibrations. Le temps mis par le béton pour être recompacté et considéré comme temps de maniabilité. Un disque plastique est placé sur la face supérieure du béton et on considère l'essai terminé lorsque la face inférieure du disque est totalement recouverte de laitance (CIMBÉTON , 2006).

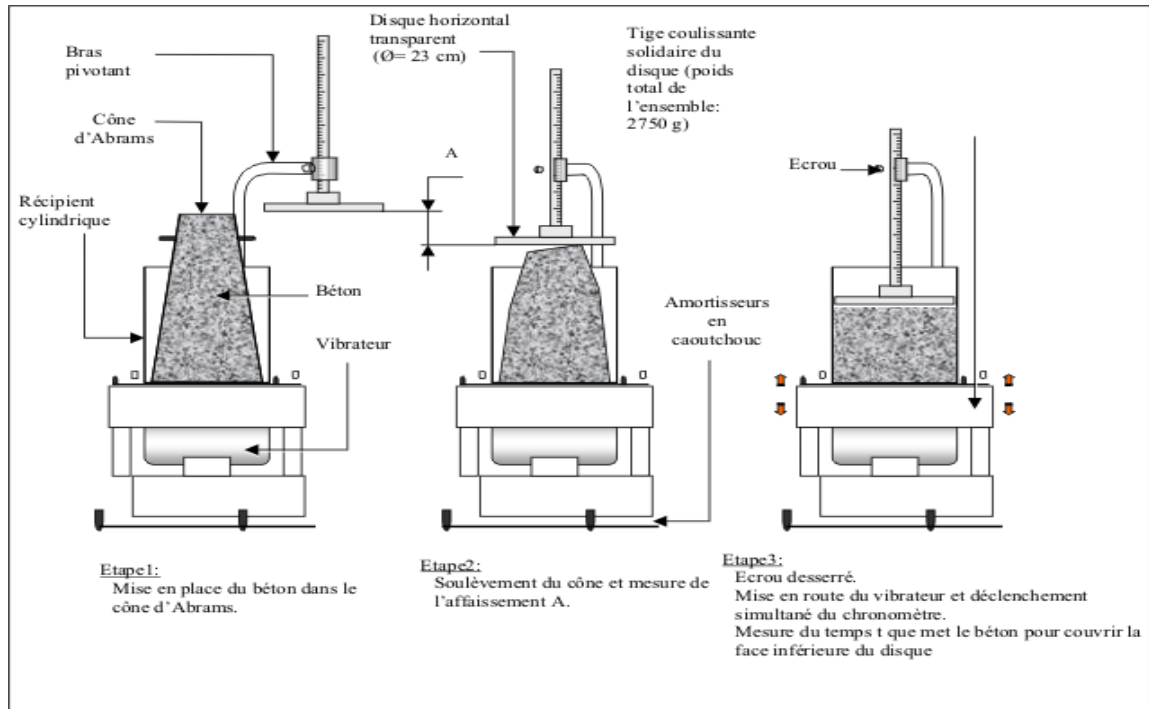


Figure III.4. Mode opératoire de l'essai Vébé.

❖ 4/ L'essai Glanville

L'essai consiste à mesurer la compacité du béton lorsqu'il a été compacté sous l'action de la pesanteur. Pour obtenir une mise en place par gravité suffisamment reproductible, on remplit à la main le récipient 1, le béton tombe ensuite de 1 en 2 puis de 2 en 3. Le contenu du récipient 3 est pesé après arasage (Cherait, et al., 2007).

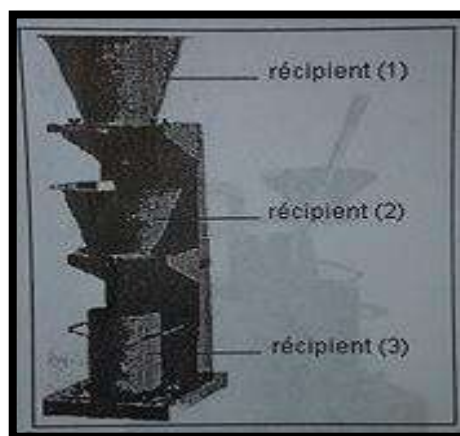


Figure III.5. Appareil Glanville.

III.4.1.2. La masse volumique du béton frais (EN 12350-6)

On mesure la masse volumique du béton frais à l'aide d'un récipient étanche à l'eau et suffisamment rigide. Le béton est mis en place dans le récipient et vibré à l'aide d'une aiguille vibrante, une table vibrante ou un serrage manuel en utilisant une barre ou tige de piquage, après un arasement approprié. Le récipient et son contenu doivent être pesés afin de déterminer la masse volumique qui sera calculée en utilisant la formule suivante (Berbaoui, 2010):

$$D = (m_2 - m_1) / V$$

D : est la masse volumique du béton frais (kg/m^3).

m_1 : est la masse du récipient (kg).

m_2 : est la masse du récipient plus la masse du béton contenu dans le récipient (kg).

V : est le volume du récipient en mètre cube (m^3)

La masse volumique du béton est arrondie aux 10 kg/m^3 les plus proches.

III.4.2. Propriétés du béton durci

Lorsque le béton a durci, sa forme ne peut plus être modifiée mais ses caractéristiques continuent d'évoluer pendant de nombreux mois, voire des années.

- La compacité d'un béton (ou sa faible porosité) est un avantage déterminant pour sa durabilité.
- Une bonne résistance à la compression est la performance souvent recherchée pour le béton durci.
- Les phénomènes de retrait sont une caractéristique prévisible dans l'évolution du béton.
- Les caractéristiques de déformations sous charge du béton sont connues et peuvent être mesurées.

III.4.2.1. Résistance à la compression (EN-12390-3)

Parmi toutes les sollicitations mécaniques, la résistance du béton en compression uniaxiale a été la plus étudiée, vraisemblablement parce qu'elle projette généralement une image globale de la qualité d'un béton, puisqu'elle est directement liée à la structure de la pâte de ciment hydratée. De plus, la résistance du béton en compression est presque invariablement l'élément clé lors de la conception des structures en béton et lors de l'établissement des spécifications de conformité.

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} . La résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant

à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Les éprouvettes sont chargées jusqu'à rupture dans une machine pour essai de compression, La charge maximale atteinte est enregistrée et la résistance en compression calculée.

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

$$f_c = F/A_c$$

où :

- f_c : résistance en compression, exprimée en méga pascal (Newton par millimètres carrés) ;
- F : charge maximale, exprimée en Newtons ;
- A_c : l'aire de la section de l'éprouvette sur laquelle la force de compression est appliquée, calculée à partir de la dimension nominale de l'éprouvette.

La résistance à la compression doit être exprimée à 0,5 MPa (N/mm^2) près.

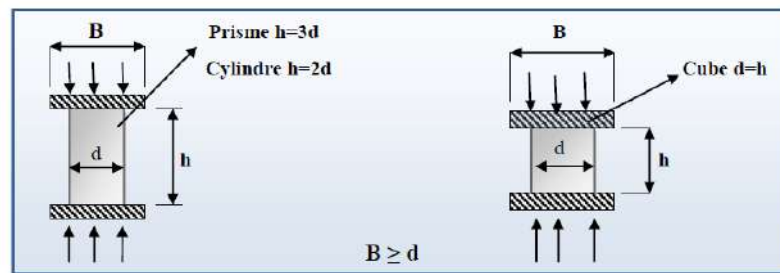


Figure III.6. Résistance à la compression sur, cylindre et sur cube.

III.4.2.2. Résistance à la traction

Expérimentalement la résistance à la traction d'un béton peut se mesurer par trois méthodes :

a) Traction par flexion (NF EN 12390-5)

L'essai consiste à rompre une éprouvette prismatique de longueur «4 a » et de côté « a » sous une flexion à quatre points et une charge totale « p ».

Le moment étant constant entre les deux points d'application de la charge est :

$$M = Pa/2$$

a : cote de la section ;

P : force appliquée.

La section a pour module d'inertie $I/V = a^3/6$ et la contrainte de traction correspondante sur la fibre inférieure est :

$$f_{tj} = \frac{Mv}{I} = \frac{6M}{a^3}$$

Toutefois, la comparaison des résistances obtenues en traction –flexion avec celles mesurées en traction directe ou par fendage montre que ces dernières sont en générale et en moyenne inférieurs de 40% environ par rapport aux premiers.

b) Essai en traction par fendage (NF P 18-434)

L'essai consiste à l'écrasement d'un éprouvette de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse ; cet essai est souvent appelé « essai brésilien ». Si P est la charge de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du plan diamétral vertical, la résistance en traction sera :

$$f_{tj} = \frac{2P}{\pi DL}$$

Avec : j : Age du béton (en jours) au moment de l'essai;

D et L : diamètre et longueur d'éprouvette.

D'après l'expérience la résistance à la traction directe correspond à 85% de la résistance à la traction par fendage

c) Essai de Traction directe (EN 14488-4)

La mesure se fait par mise en traction de cylindres identiques à celle de la résistance en traction par fendage, mais l'essai est assez délicat à réaliser car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

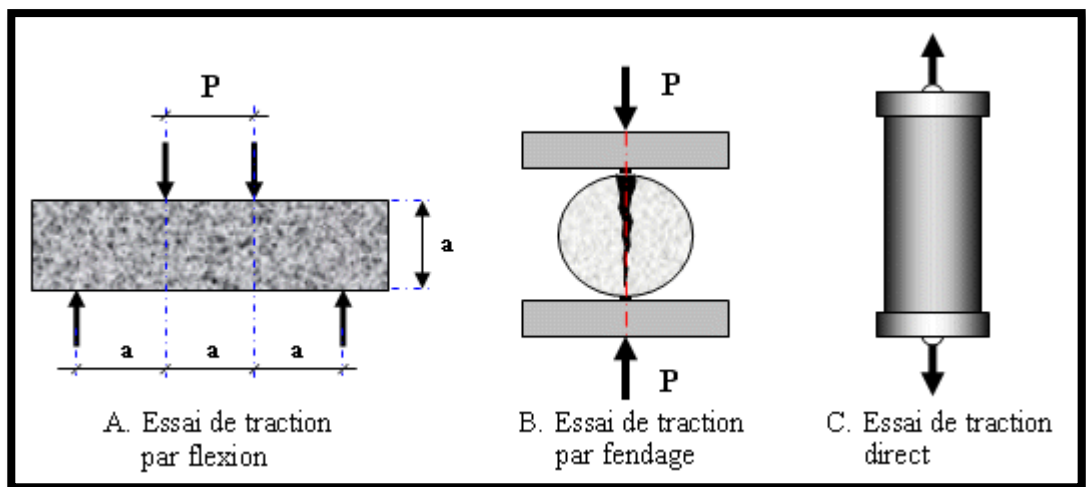


Figure III.7. Différents essais de tractions.

III.5. LES CONSTITUANTS DU BETON

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, sable, gravier et le plus souvent, adjuvants (figure III.8) qui constituent un ensemble plus ou moins homogène. Les composants sont très différents : les masses volumiques dans les bétons courants varient de 1 t/m³ (pour l'eau) à 3 t/m³ (pour ciment); les dimensions de leurs grains varient de 0.5 µm (grains du ciment) à 25 mm (gravillons).

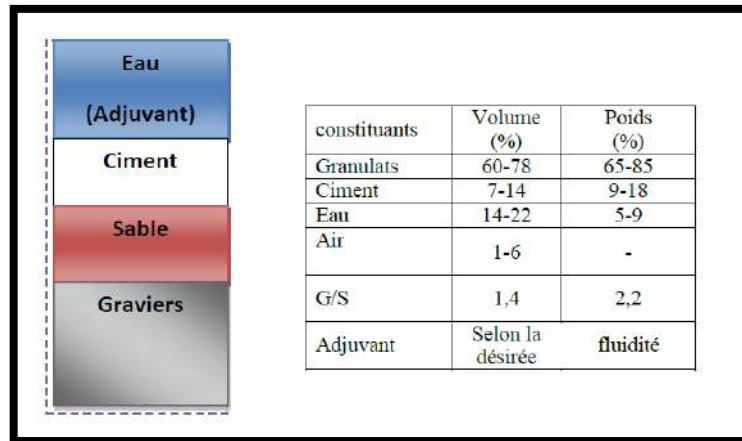


Figure III.8. Proportions et ordre de grandeur des constituants d'un béton.

III.5.1. Pâte de ciment

La pâte de ciment correspond à l'ensemble (ciment + eau + air + additions+ adjuvants). La pâte présente à l'intérieur du béton, joue à la fois le rôle de liant et de remplissage. Elle contribue à l'écoulement suivant un processus rhéologique lié essentiellement à sa viscosité (Nguyen, 2007). Celle-ci peut être présentée schématiquement comme une suspension des particules suspendues dans un liquide newtonien qui est l'eau.

III.5.1.1. Ciment

1/ Définition

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps. Ce durcissement est dû à l'hydratation de certains composés minéraux, notamment des silicates et des aluminates de calcium, la proportion de chaux et de silice réactive devant être au moins de 50% de la masse du ciment. (Dreux, et al., 1998).

2/ Constituants principaux et additions

Les ciments courants ont pour constituant le clinker, auquel il peut être ajouté suivant leur type : « du calcaire ; du laitier de haut fourneau ; des cendres volantes ; des fines calcaires ; de la pouzzolane naturelle ; des schistes calcinés ; des fumées de silice... ».

Dans le but de modifier certaines de leurs propriétés et de proposer une gamme de produits capables de résoudre des différents problèmes qui se posent lors de la réalisation de certains ouvrages, soit pour des raisons de performances mécaniques (Dreux, et al., 1998).

3/ Constituants du clinker

Les principaux composants anhydres obtenus lors du refroidissement rapide du clinker sont (Boufedah, 2011):

- Le silicate tricalcique $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C3S) (50-70% du clinker).
- Le silicate bicalcique $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C2S) (10-30% du clinker).
- L'aluminate tricalcique $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (C3A) (2-15% du clinker).
- L'alumino-ferrite tétracalcique (Ferro-aluminate tétracalcique) $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ (C4AF) (5-15% du clinker).

Le clinker contient encore en faibles quantités, sous forme de solution solide ou pris dans des combinaisons complexes, des alcalis (Na_2O , K_2O), de la magnésie (MgO), et diverses traces de métaux. La teneur en alcalis et magnésie doit rester faible, car ces matières peuvent influencer défavorablement la stabilité du ciment durci. A l'aide du microscope, on peut distinguer la structure minéralogique du clinker en trois phases, auxquelles les chercheurs donnent les noms suivants :

- A = alite (phase cristallisée), se présente sous la forme de cristaux polygonaux assez grands (grains anguleux foncés) de l'ordre de 50μ .
- B = bélite (phase vitreuse), se trouve sous forme impure dans le clinker (grains légèrement arrondis et rayés).
- C = célite (phase vitreuse légèrement foncée et claire), se trouve dans le clinker sous forme impure et de phase vitreuse.

4/ Les autres constituants des ciments

Le ciment portland est composé de clinker moulu auquel on ajoute une quantité de gypse, destiné à régulariser la prise. Pour modifier les propriétés du ciment, on ajoute d'autres constituants associés au clinker pour leurs caractéristiques chimiques ou physiques spécifiques. Les constituants les plus utilisés sont donnés en tableau III.6:

Tableau III.6. Ajouts cimentaires (Boufedah, 2011).

Constituants	Observations
Calcaires	- considérés comme les constituants principaux du ciment. Ils doivent présenter une proportion de carbonate de calcium CaCO_3 supérieure à 75% en masse.
Laitier granulé de haut fourneau	- sous-produit de l'industrie métallurgique ayant des propriétés hydrauliques, obtenu par refroidissement rapide (trempe) de certaines scories fondues provenant de la fusion du minerai de fer dans un haut fourneau.
Cendres volantes (V ou W)	- produits pulvérulents de grande finesse, provenant du dépoussiérage des gaz de combustion des centrales thermiques. On distingue : Les cendres volantes siliceuses (V) qui ont des propriétés pouzzolaniques et les cendres volantes calciques (W)
Schistes calcinés	- schistes portés à une température d'environ 800 °C dans un four spécial. Finement broyés, ils présentent de fortes propriétés hydrauliques et aussi pouzzolaniques.
Fumée de silice:	- sous-produit de l'industrie du silicium et de ses alliages. - formées de particules sphériques de très faible diamètre (de l'ordre de 0,1 μm). Elles ont des propriétés pouzzolaniques.
Fillers:	- "constituants secondaires" des ciments, donc ils ne peuvent jamais excéder 5 % en masse dans la composition du ciment. - matières minérales, naturelles ou artificielles qui agissent par leur granulométrie sur les propriétés physiques des liants (maniabilité, pouvoir de rétention d'eau).

5/ Catégories de ciment

Les ciments peuvent être classés en fonction de leur composition et de leur résistance normale (Boufedah, 2011).

• En fonction de leur composition

Les ciments constitués de clinker et des constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux par les normes NFP15-301 et ENV 197-1. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains dans leur notation européenne (la notation française est indiquée entre parenthèse):

- CEM I: Ciment portland (CPA)
- CEM II: Ciment portland composé (CPJ),
- CEM III: Ciment de haut fourneau (CHF),
- CEM IV: Ciment pouzzolanique (CPZ),
- CEM V: Ciment au laitier et aux cendres (CLC).

• **En fonction de leur résistance normale**

Trois classes sont définies en fonction de la résistance normale à 28 jours; des sous classes “R” sont associées à ces 3 classes principales pour désigner des ciments dont les résistances au jeune âge sont élevées.

Tableau III.7. Résistances à la compression (Boufedah, 2011)

Désignation de la classe	Sous classe éventuelle	Résistance à la compression (bars)		
		à 2 jours minimaux	à 28 jours	
			Minimales	maximales
350	-----	-----	250	450
450	-----	-----	350	650
	R (Rapide)	150	350	550
550	-----	-----	450	650
	R (Rapide)	225	450	650
THR Très hautes performances	-----	300	550	-----

6/ Les caractéristiques du ciment (Cherait, et al., 2007)

• **La prise**

Dès que le ciment anhydre a été mélangé avec de l’eau, l’hydratation commence et les propriétés de la pâte ainsi obtenue sont évolutives dans le temps. Tant que cette hydratation n’est pas trop avancée la pâte reste plus ou moins malléable, ce qui permet de lui faire épouser par moulage la forme désirée. Mais au bout d’un certain temps, les cristaux d’hydratés prenant de plus en plus d’importance, le mélange change de viscosité et se raidit, on dit qu’il se fait priser.

Le début de prise correspond au moment où l'on observe une augmentation de la viscosité, ou raidissement de la pâte, ce qui, dans la pratique, se mesure au moyen de l'aiguille normalisée (appareil de Vicat) et correspond au temps écoulé depuis le gâchage de la pâte jusqu'au moment où l'aiguille s'arrête à une distance ($d = 4 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$) du fond de l'anneau de 40 mm de hauteur remplie de pâte pure de ciment.

De même, la fin de prise correspond au moment où l'aiguille ne s'enfonce plus dans l'anneau.

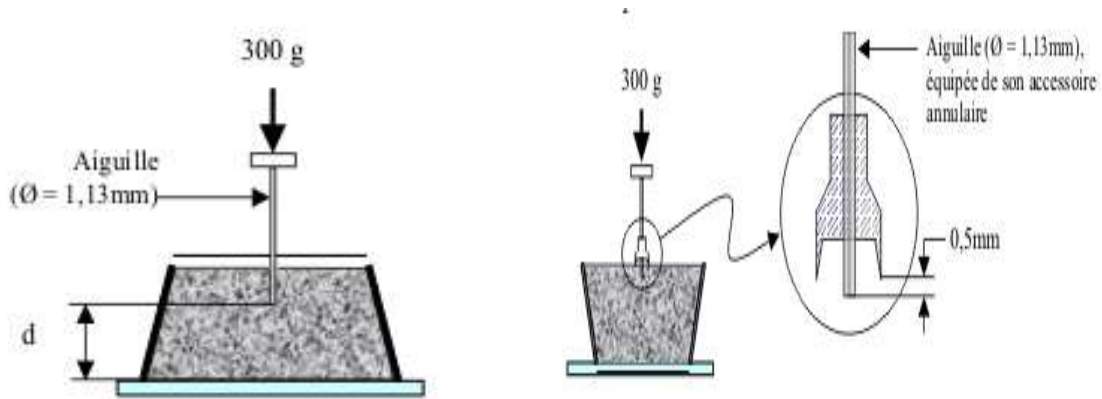


Figure III.9. Détermination du temps de début et de fin de prise.

- **Le durcissement**

C'est la période qui suit la prise et pendant laquelle se poursuit l'hydratation du ciment. Sa durée se prolonge pendant des mois au cours desquels les résistances mécaniques continuent à augmenter.

Comme le phénomène de prise, le durcissement est sensible à la température, ce qui conduit notamment en préfabrication, à chauffer les pièces pour lesquelles on désire avoir des résistances élevées au bout de quelques heures.

- **Evolution physico-chimique de la pâte de ciment**

En gâchant le ciment avec l'eau, on obtient une pâte dans laquelle l'eau entoure chaque grain de ciment en formant un réseau capillaire. Les composés anhydres du ciment sont alors attaqués en surface par l'eau pour produire des composés hydratés. Dans le cas des silicates de calcium C3S et C2S, la chaux hydratée se dissout et il se dépose des cristaux de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en plaquettes hexagones alors que les silicates de calcium hydratés forment un gel composé de fines aiguilles à la surface du ciment. Ces aiguilles se développent en dimension et en nombre tout en réduisant les interstices capillaires entre les grains. Quand les aiguilles entre les grains de ciment se rapprochent, la pâte devient plus raide. Cette rigidité est au début faible et peut encore être facilement détruite mécaniquement. C'est le début de la prise.

Après quelques heures, les interstices capillaires sont partiellement comblés par le gel. La pâte de ciment acquiert une certaine résistance. C'est le durcissement qui commence. La résistance continue à croître à mesure que le gel devient plus compact, d'une part, parce qu'il y a un accroissement de la cohésion entre les aiguilles et accroissement du feutrage des aiguilles, d'autre part, parce qu'il se formerait des joints de soudure entre les aiguilles de tobermolite des divers grains de ciment.

Dans les pâtes de ciment durcies, il reste de ce fait toujours des grains de ciment non hydratés.

L'hydratation des grains de ciment continue non seulement des mois, mais des années durant, pour autant que le gel soit entouré d'eau, car le gel de tobermolite ne peut se former qu'en présence d'eau.

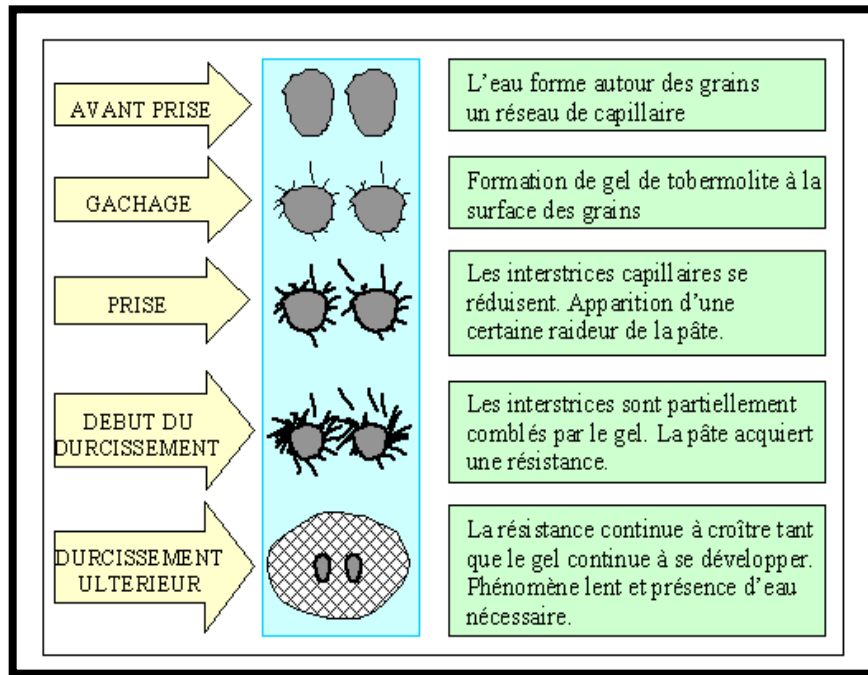


Figure III.10. Évolution physico-chimique de la pâte de ciment.

- **La finesse de mouture (finesse de Blaine)**

Elle est caractérisée par la surface spécifique des grains de ciment, exprimée en (cm^2/g). Dans les cas courants, elle est de l'ordre de 3000 à 3500 cm^2/g .

Plus la finesse de mouture est grande, plus la vitesse des réactions d'hydratation est élevée et plus ces résistances mécaniques à un âge jeune sont grandes, par contre plus le ciment est sensible à l'éventuellement et plus le retrait est important. En outre, la finesse de mouture influence la plasticité et la cohésion de la pâte de ciment à l'état frais, ainsi que son pouvoir de rétention d'eau et la ressuée.

La surface massique de ciment étudié n'est pas mesurée directement, mais par comparaison avec un ciment de référence dont la surface massique est connue. Il s'agit de faire passer un volume d'air connu au travers d'une poudre de ciment. Toutes choses étant égales par ailleurs, plus la surface massique de cette poudre est importante et plus le temps t mis par l'air pour traverser la poudre est longue: Dans les conditions normalisées décrites, la surface est proportionnelle à \sqrt{t} .

L'appareil utilisé pour déterminer la finesse de mouture de ciment est appelé «Perméabilimètre de Blaine». Cet appareil est schématisé sur Figure III.11. Il se compose

pour l'essentiel d'une cellule dans laquelle est placé le ciment à tester et d'un manomètre constitué d'un tube en verre en forme de U rempli, jusqu'à son repère inférieur d'une huile légère. La cellule est équipée d'une grille en sa partie inférieure. Un piston sert à tasser le ciment dans la cellule sous un volume V défini.

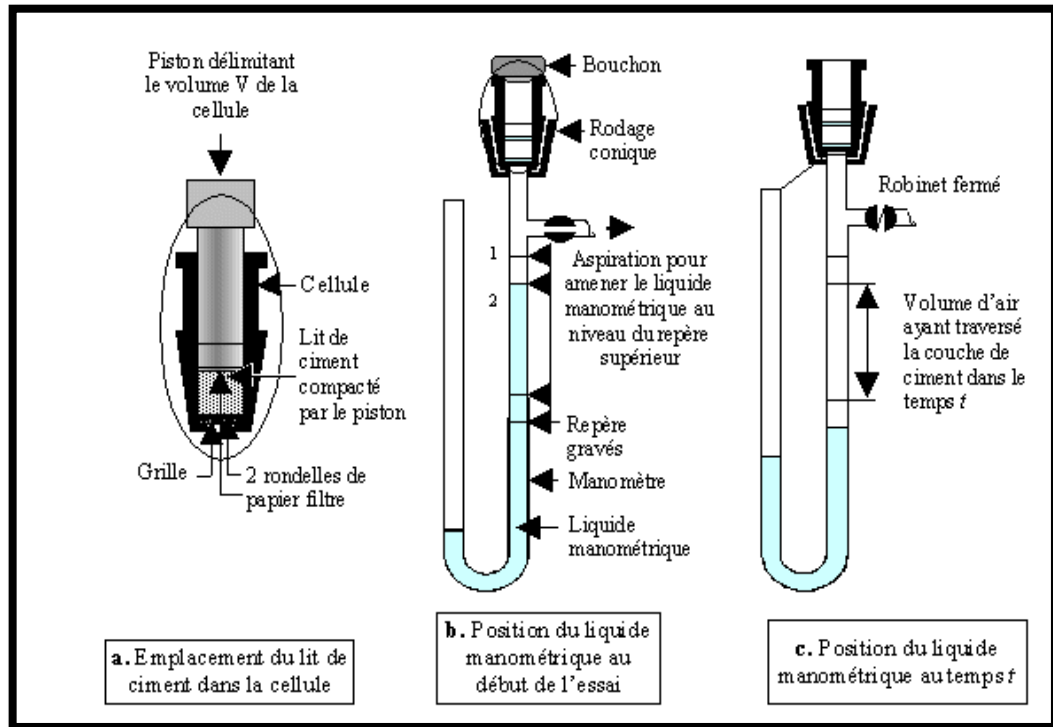


Figure III.11. Principe de fonctionnement de perméabilimètre Blaine.

- **Le retrait**

La pâte de ciment se rétracte dans l'air sec (alors qu'au contraire elle gonfle dans l'eau), ce phénomène se poursuivant dans le temps et ceci pendant des durées d'autant plus longues que les pièces sont massives. C'est le retrait qui est cause des fissures que l'on observe dans des pièces en béton.

En fait il existe plusieurs types de retrait:

- Le retrait avant prise dû essentiellement à la perte prématurée d'une partie de l'eau de gâchage par évaporation et dont l'amplitude est dix fois celle du retrait hydraulique classique. Ce retrait qui provoque des contraintes de traction supérieures à la résistance du béton à la traction, qui est alors pratiquement nulle, se traduit par l'apparition, à la surface du béton encore plastique, de grosses crevasses peu profondes, pouvant être refermées par talochage,
- le retrait hydraulique, qui découle d'une part de la contraction Le Chatelier (le volume des hydrates est inférieur au volume des constituants de départ) et d'autre part du retrait de dessiccation (contraction au séchage), est de l'ordre de 0,2 à 0,4 mm/m pour

les bétons. Dans le cas de béton à faible rapport E/C, la dessiccation d'origine "endogène" (consommation de l'eau de gâchage pour hydratation) peut être prépondérante sur la dessiccation par échange avec le milieu externe,

- le retrait thermique, qui est dû à la contraction du béton lors de son refroidissement.

L'importance du retrait hydraulique, en dehors du facteur de temps, est fonction de nombreux paramètres parmi lesquels:

- la nature du ciment
- le dosage en eau
- la propreté des sables
- la forme et la dimension des granulats

- **Chaleur d'hydratation**

Le phénomène de prise du ciment s'accompagne d'une réaction exothermique dont l'importance dépend de différents paramètres, en particulier:

- la finesse de mouture: plus le ciment est broyé fin, plus la chaleur d'hydratation est élevée
- la nature des constituants: les ciments CPA comportant presque exclusivement du clinker dégagent plus de chaleur que des ciments avec constituants secondaires.
- la nature minéralogique du clinker: plus les teneurs en aluminat tricalcique (C_3A) et silicate tricalcique (C_3A et C_3S) sont élevées, plus la chaleur d'hydratation est forte.
- la température extérieure.

- **Résistance à la compression**

Les résistances mécaniques des ciments sont déterminées par les essais sur mortier dit "normal", à 28 jours d'âges en traction et en compression des éprouvettes 4 x 4 x 16 cm. La résistance du mortier est alors considérée comme significative de la résistance du ciment. Elle dépend de la classe de ciment et est exprimée en Mpa.

Le mortier utilisé est réalisé conformément à la norme EN 196-1. Le sable utilisé est un sable appelé "sable normaliser CEN EN 196-1".

Pour chaque type de ciment, il existe effectivement plusieurs classes de résistances pour lesquelles les fabricants garantissent des valeurs minimales et maximales.

7/ Les critères de choix du ciment (Cherait, et al., 2007)

Ces critères de choix, on peut les résumer en trois classes : la résistance souhaitée du béton ; les impératifs de mise en œuvre ; et l'environnement de l'ouvrage.

- **Critère I : Choix de la classe de résistance de ciment en fonction de la résistance du béton à 28 jours.**

Dans les formules de béton les plus simples, le ciment joue, au moins, deux rôles : il permet d'obtenir la résistance souhaitée, mais aussi, il apporte les éléments fins nécessaires pour un bon comportement du béton frais.

La relation de bolomey permet de déterminer la résistance normale du ciment en fonction de la résistance de béton souhaitée.

$$f_c = K_b f_{mc} \left[\frac{C}{e + v} - 0,5 \right]$$

Avec :

f_c : résistance souhaitée du béton à 28 jours ;

f_{mc} : résistance nominale du ciment ;

K_b : coefficient relatif au squelette granulaire ; il varie de 0.50 à 0.60 selon la région ;

c : dosage du ciment exprimé en Kg/m^3 ;

e : quantité d'eau efficace exprimé en Kg/m^3 ;

v : quantité d'air occlus dans le béton exprimée en litres / m^3 ;

pour un béton plastique, on pourra admettre que : $v \approx 0.1 e$.

- **Critère II : impératifs de mise en œuvre.**

Un décoffrage rapide, une mise en précontrainte précoce orientent vers des ciments dont la classe de résistance au jeune âge est élevée. Mais une résistance qui augmente vite suppose des réactions d'hydratations rapides qui, parce qu'elles sont exothermiques, peuvent provoquer un échauffement notable des pièces en béton.

Pour un bétonnage par temps froid, le béton reste plus longtemps mou et déformable, et le développement des résistances est retardé, on cherchera à bénéficier de ce dégagement de chaleur en choisissant des ciments de classe ([42.5 ; 42.5R] ; [52.5 ; 52.5R]) . On raisonnera à l'inverse pour le bétonnage par temps chaud.

- **Critère III : Environnement de l'ouvrage**

Le béton doit dans sa formulation et ses caractéristiques, être adapté à l'environnement. La norme française NF P 18-011 classe l'environnement en 5 classes qui sont illustrées dans le tableau III.8.

Tableau III.8. Classification normalisée des environnements. (Cherait, et al., 2007)

Classe 1	Les environnements secs
Classe 2	Les environnements humides sans gel ou avec un gel faible ; Les environnements humides avec gel modéré ; Les environnements humides avec gel sévère.
Classe 3	Les environnements humides avec gel modéré ou sévère et produits dégivrant.
Classe 4	Les environnements marins immergés (sans el ou avec gel faible) ; Les environnements marins avec gel modéré ou sévère.
Classe 5	Les environnements faiblement agressifs chimiquement ; Les environnements moyennement agressifs chimiquement ; Les environnements fortement agressifs chimiquement.

Les recommandations pour le choix du liant sont les suivantes :

- Pour les classes 1 et 2 tous les types de ciments conviennent.
- Pour la classe 3, tous les ciments conviennent, à moins qu'il y ait un risque de mise en contact avec des sels fondants contenant des sulfates. Dans ce cas, certains maîtres d'œuvre demandent un ciment à caractéristiques complémentaires.
- Pour cette classe 4, il faut choisir un ciment à caractéristique « prise mer ».
- Pour l'environnement 5, cela dépend de l'agent agressif : si ce sont les ions sulfate, il faut choisir un ciment de caractéristique complémentaire ; s'il s'agit d'eau douce ou acide, il faut choisir parmi les ciments courants les (CHF-CEMIII/B), les (CLK-CEMIII/C) et les (CLC – CEM V/A) et B, soit parmi les autres, le ciment alumineux fondu et le ciment prompt naturel.

III..5.1.2. Eau de gâchage

L'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec de béton. Elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et la facilité de mise en place du béton (Cherait, et al., 2007).

❖ 1/ Caractéristiques de l'eau de gâchage

• Caractéristiques physiques

L'eau de gâchage des bétons peut être une eau non potable (eau de rivière par exemple) ou, dans certaines régions du globe, une eau du littoral.

Mais dans tous les cas, elle doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension au-delà de certaines valeurs permises.

Les tolérances réglementaires pour les matières en suspension sont les suivantes :

- 2g/litre pour les bétons des types A et B ;
- 5g/litre pour les bétons du type C.

Avec :

1. Type A : béton à résistance mécanique élevée (ouvrages en béton armé) ;
2. Type B : béton à faible perméabilité (barrages, réservoirs, tuyaux) ;
3. Type C : béton résistance mécanique faible (béton peu ou non armé, massifs de fondation).

- **Caractéristiques chimiques**

Les sels dissous dans l'eau interviennent dans la rhéologie du béton, la prise du ciment et la durabilité du matériau durci. L'eau de gâchage des bétons ne doit pas contenir des taux de sels en dessus des seuils normatifs suivants :

- 15g/litre pour les bétons des types A et B ;
- 30g/litre pour les bétons du type C.

Dissoutes (acides, sulfate de magnésie, etc.) ne nuire à la conservation du béton.

L'agressivité d'une eau naturelle vis-à-vis du béton peut être appréciée par les valeurs limites du tableau 5.2, extraites de la norme allemande DIN 4030.

Tableau III.9. Evaluation de l'agressivité de l'eau naturelle.

Examen chimique	Agressivité		
	Faible	Forte	Très forte
Valeur du Ph	6.5 à 5.5	5.5 à 4.5	<4.5
CO2 (%)	15 à 30	30 à 60	>60
Ammonium (%)	15 à 30	30 à 60	>60
Magnésium (%)	100 à 300	300 à 1500	>1500
Sulfates (%)	200 à 400	600 à 3000	>3000

Toute eau douteuse doit être soumise à une analyse chimique. Cette analyse diffère de celle effectuée sur les eaux potables où l'on recherche surtout les éléments toxiques, donc nocifs à la santé humaine, c'est plutôt la recherche des éléments nocifs à la prise, au durcissement, la durabilité du béton et la corrosion des armatures. Parmi les éléments ou substances nocifs, on peut citer : les sulfates, la magnésie libre, les chlorures, les tensio-réactifs, etc. enfin, l'eau de mer est strictement interdite pour la confection des ouvrages en béton armé, mais tolérée sous réserve, pour la confection de bétons non armés.

La quantité d'eau dans la composition du béton est très importante pour le comportement du béton, en particulier sa résistance. Une augmentation de la teneur en eau conduit à une baisse de résistance (Boeraeve, 2010). En fait, le ciment a besoin d'environ 23% de son poids en eau afin de s'hydrater complètement. Néanmoins, Ce n'est pas la totalité du ciment qui s'hydrate, ni la teneur en eau totale utilisée pour produire et appliquer du béton dans des conditions physiquement et économiquement acceptables. Par conséquent, l'eau restante, qui peut s'évaporer, contribuera à la formation d'un réseau de pores à l'intérieur du béton, ce qui affecte non seulement sa résistance mais aussi sa durabilité (Vieira, 2015).

La résistance finale d'un béton dépend du rapport E/C du mélange, ce dernier varie entre 0,4 et 0,6. Les caractéristiques de l'eau de gâchage sont normalisées par la norme NF P 18-303.

III.5.2. Les granulats

Les granulats, mélange de sable et de graviers constituent la phase inerte du béton. Ils contribuent à l'amélioration de la compacité, de l'homogénéité, de l'ouvrabilité et de la résistance du béton.

Leur choix doit être judicieux et doit s'orienter vers des granulats durs, propres, de granulométrie continue, chimiquement inerte, et ne contenant pas certaines impuretés. Tous ces critères ont été déjà développés au chapitre I.

III.6. ROLE DES DIFFERENTS ELEMENTS CONSTITUANTS LE BETON

- **Ciment** : c'est le constituant qui va réagir chimiquement avec l'eau, devenir résistant, et lier tous les ingrédients.
- **L'eau** : c'est elle qui va hydrater le ciment et rendre le mélange malléable.
- **Les granulats (gravier)** : ils vont former une disposition plus ou moins ordonnée qui va conférer au béton sa résistance. C'est le ciment hydraté qui va "coller" les granulats.
- **Le sable** : il permet de remplir les trous qui subsistent entre les gros granulats.

III.7. PARAMETRES QUI INFLUENT SUR LES CARACTERISTIQUES DU BETON

III.7.1. Influence du rapport eau/ciment (E/C)

A part son rôle majeur dans le phénomène de l'hydratation, l'eau est l'un des facteurs les plus importants au niveau de l'ouvrabilité du béton. L'augmentation du dosage en eau augmente la fluidité du béton et entraîne la diminution de la concentration en solides. Au niveau rhéologique, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent (Utsi, et al., 2003).

Cependant, l'introduction excessive d'eau provoque la chute de la résistance mécanique du béton à l'état durci, ainsi que l'apparition des phénomènes de ségrégation à l'état frais. Le dosage du ciment est très souvent relié aux propriétés mécaniques du béton et à sa durabilité. On considère aussi que l'écoulement et l'ouvrabilité du béton sont reliés au rapport E/C. La formulation des bétons ordinaires doit impérativement passer par l'optimisation de ces paramètres.

Neville et Ayad ont montré que la relation entre la résistance et le rapport E/C ne dépendait ni du type des granulats utilisés ni de l'âge du béton (Ayad, et al., 2013; Neville, 2000). Ce résultat a aussi été trouvé par Boukli qui a montré aussi que cette relation dépend très peu du dosage en ciment (Boukli, 2010).

III.7.2. Influence du dosage en ciment

Pour un dosage en eau constant, l'augmentation du dosage en ciment du béton aura pour conséquence de diminuer le rapport E/C du béton, ce qui se traduira nécessairement par une augmentation de la résistance à court terme (Baron, et al., 1996).

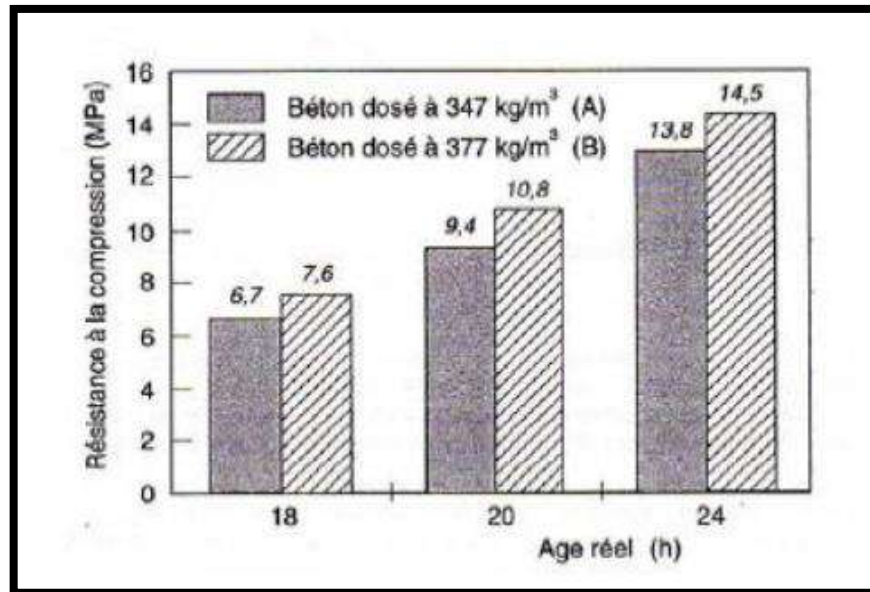


Figure III.12. Influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression au jeune âge du béton (Baron, et al., 1996).

Nombreux sont les textes réglementaires qui spécifient des dosages minimaux en ciment tel que la norme P 18 011 sur la classification des environnements agressifs qui spécifie les dosages suivants :

- $C \geq 550/\sqrt[5]{D}$ pour des environnements à moyenne agressivité.
- $C \geq 700/\sqrt[5]{D}$ pour des environnements à forte et très forte agressivité.

D : Dimension maximale des granulats.

III.7.3. Influence du type de ciment

La démarche de formulation d'un béton passe par le choix du type de ciment. Plus la classe de résistance est élevée et plus la résistance à la compression est élevée, à toutes les échéances. L'influence de ce paramètre sur la résistance à court terme est présentée sur la (Figure III.13). Cette figure montre que le choix d'un ciment CPA-CEM I 52,5 R développera à dosage identique dans le béton des résistances à court terme considérablement supérieures à celles d'un ciment CPJ-CEM II 32,5 R. De même, un CPA-CEM I 52,5 R développe des résistances à court terme beaucoup plus rapidement qu'un CPA-CEM I 52,5N tout en présentant à 28 jours des résistances équivalentes (Baron, et al., 1996).

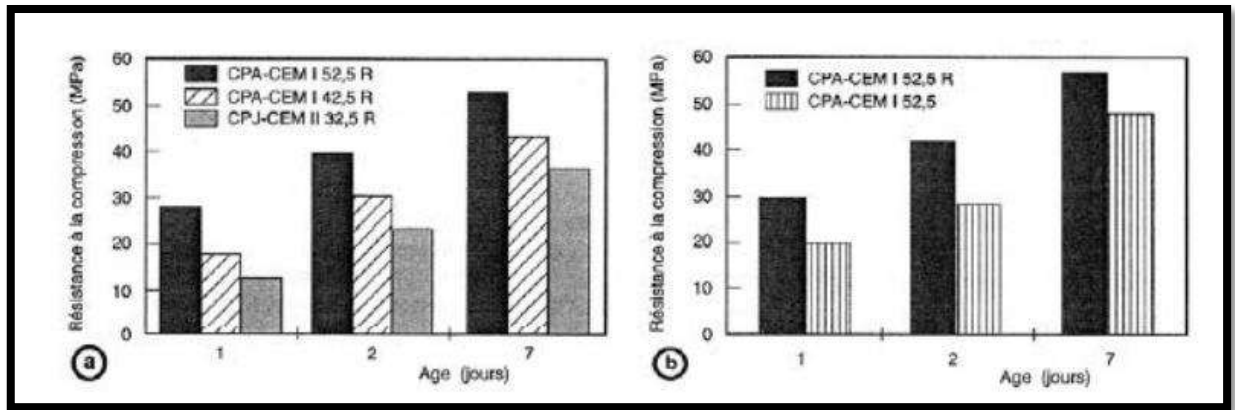


Figure III.13. influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme (Baron, et al., 1996).

III.7.4. Influence du squelette granulaire

Moins influente que le dosage en ciment ou le dosage en eau, la composition granulométrique du mélange n'intervient que d'une manière relativement faible sur la plupart des propriétés du béton.

Sauf pour la résistance à la compression, quand les valeurs de (G/S) supérieures à « 2.2 » la résistance à la compression augmente considérablement, une augmentation certainement positive mais prise sur le compte de l'ouvrabilité, parce qu'en pratique on ne dépasse pas les valeurs de 1.5 à 1.6 pour avoir un béton ouvrable (Dreux, et al., 1998).

III.7.5. Influence du rapport granulat /ciment (G/C)

Le rapport granulat /ciment (G/C) est un facteur de deuxième importance quant à la résistance, mais pour un rapport E/C constant. Erntroy et Shacklock (1954) Cités par (Ayad, et al., 2013; Neville, 2000) ont montré qu'un béton plus faiblement dosé en granulats était plus résistant.

Cependant un optimum de G/C a pu être distingué qui est de l'ordre de 3. Autres études portant sur l'influence de la teneur en granulat sur la résistance des bétons, pour une qualité de pâte de ciment donnée, indiquent que lorsque le volume des granulats (exprimé en pourcentage du volume total) augmente de 0 à 20%, il y a une diminution de la résistance à la compression alors qu'entre 40 et 80% on remarque une augmentation de la résistance (Stock, et al., 1979). Cette tendance se vérifie quel que soit le rapport eau/ciment (Kawakami, 1972).

III.7.6. Influence du Dimension maximale des granulats Dmax

L'utilisation des granulats de dimension maximale contribue de façon très significative à l'augmentation de la résistance du béton. Mais cela reste dans les limites de la faisabilité, parce que le choix de D max reste conditionné par le (Mougin , 1991):

- L'ouvrabilité demandée
- Les dimensions de l'ouvrage et l'épaisseur des pièces
- L'espacement des armatures
- L'enrobage des armatures

L'effet négatif de l'augmentation de la dimension maximale du granulat dans le béton s'applique à l'échelle de toutes les grosseurs, mais l'effet de la dimension des grains sur la diminution de la demande en eau est particulièrement important en dessous de 38,1 mm (Figure III.14) Pour des dimensions supérieures, le bilan des deux effets dépend du dosage du béton.

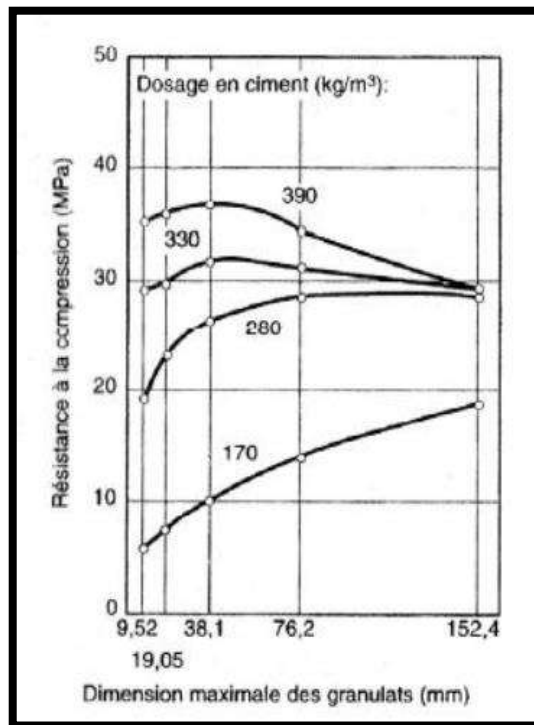


Figure III.14. Influence de la dimension maximale du granulat sur la résistance à la compression à 28 jours pour des bétons ayant différents dosage en ciment. (Neville, et al., 1992).

III.7.7. Influence du squelette granulaire sur l'affaissement

Une étude réalisée sur des bétons autoplaçants a fait ressortir que l'augmentation de la fraction volumique granulaire avait une influence négative sur les propriétés rhéologiques des bétons (Taleb, et al., 2012). Cependant l'optimisation du squelette granulaire et par conséquent le paramètre G/S est essentielle pour améliorer la fluidité du mélange (Boukli, 2010).

III.7.8. Influence de l'air occlus sur l'affaissement et la résistance

L'analyse réalisée sur l'ensemble des mesures effectuées ont montré que la teneur en air croît avec la diminution de l'affaissement, c'est-à-dire, lorsqu'on passe des bétons fluides aux bétons fermes. En retour, cet air affectera la résistance à la compression (Boukli, 2010).

III.8. FORMULATION DU BETON

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents composants du béton (granulat, eau, ciment) afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées (résistance, consistance).

Il existe plusieurs méthodes pour la composition du béton. On distingue en fonction de la granularité du mélange constituant le béton deux types de méthodes de composition du béton : (Cherait, et al., 2007)

- 1) **À granularité continue (Bolomey; Abram's ; Faury):** lorsque l'analyse du mélange constituant le béton donne sur le graphique granulométrique une courbe s'élevant d'une façon continue du plus petit grain de ciment au plus gros grain des graviers, toutes les grosseurs intermédiaires sont représentées.
- 2) **À granularité discontinue (M.Valette) :** lorsque la courbe granulométrique correspondante présente un palier qui équivaut à un manque d'éléments intermédiaires.
- 3) **Méthode appliqué aux bétons continus et discontinus (Méthode de Dreux-Gorisse)**

III.8.1. Méthode de BOLOMEY

Par une formule appropriée, on trace une courbe granulométrique de référence et l'on s'efforce de réaliser avec les granulats dont on dispose une composition granulaire totale (ciment compris) ; dont la courbe soit la plus proche que possible de la courbe de référence théorique (Dreux, et al., 1998).

La formule de base est la suivante :

$$P (\%) = A + (100 - A)\sqrt{d/D}$$

P : est le pourcentage de grains passant à la passoire de diamètre d

D : est le diamètre du plus gros granulat

A : coefficient varie entre 8 et 16 en fonction du dosage en ciment, sa valeur étant d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort.

Cette méthode aboutit, théoriquement tout au moins, à une granularité continue.

III.8.2. Méthode d'ABRAM'S

C'est une règle de mélange basée sur l'obtention d'un certain module de finesse globale pour le mélange de granulats à partir de la connaissance des modules de finesse des granulats à employer. Le module de finesse du mélange est choisi de telle manière que les vides dans ce mélange soient, en principe, réduits au minimum (Boufedah, 2011).

Les modules optimaux pour béton de granulats roulés sont déterminés expérimentalement par Abrams et sont indiqués dans des valeurs tabulées en fonction du dosage en ciment et de la dimension D du plus gros granulat.

Tableau III.10. Valeurs optimales d'après Abram's du module de finesse des compositions

Dosage en Ciment (K/m ³)	Dimension maximale D des granulats						
	10	15	20	25	30	40	60
275	4.05	4.45	4.85	5.25	5.60	5.80	6.00
300	4.20	4.60	5.00	5.40	6.65	5.85	6.20
350	4.30	4.70	5.10	5.50	5.73	5.88	6.30
400	4.40	4.80	5.20	5.60	5.80	5.90	6.40

III.8.3. Méthode de Faury

Faury proposa une nouvelle loi de granulation de type continu, il s'est inspiré pour cela de la théorie de Caquot relative à la compacité d'un granulat de dimension uniforme correspondant à un serrage moyen (Boufedah, 2011).

La loi de granulation qui en découle est une loi fonction de $\sqrt[5]{d}$. La courbe granulométrique idéale conduisant à la compacité maximale est alors théoriquement une droite ; cependant Faury a distingué les grains fins et moyens ($<D/2$), des gros grains ($>D/2$) et la pente de la droite n'est pas là même pour chacune de ces deux catégories. On trace pour l'ensemble du mélange, ciment compris une courbe granulométrique de référence qui est composée de deux droites si l'on opère sur un graphique gradué, en abscisse, en $\sqrt[5]{d}$. L'abscisse du point de rencontre de ces deux droites est fixé à $D/2$ et son ordonnée Y est donnée par une formule tenant compte de la grosseur D du granulat et comportant certains paramètres dont la valeur est une valeur tabulée en fonction de types des granulats (roulés ou concassés) et de la puissance du serrage (simple piquage ou vibration plus ou moins intense).

Y, se calcule par la formule suivante :

$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0.75}$$

A : valeur tabulée (dépend de la forme des grains et le mode de vibration)
B : varie de 1 à 2 selon que le béton ferme ou mou (l'ouvrabilité du béton).
D : grosseur maximum de l'agrégat en mm
R : est le rayon moyen du moule en mm

III.8.4. Méthode de Valette

R. Valette a mis au point une méthode essentiellement expérimentale mais qui nécessite cependant un certain nombre de calculs préparatoires. Cette méthode est souvent désignée par « dosage des bétons à compacité maximale » ou « dosage des bétons à minimum de sable » ou « dosage des bétons à granularité discontinue » (Boufedah, 2011).

La méthode Valette proprement dite est quelquefois utilisée avec certaines variantes. Dans les cas les plus courants on parlera en général d'un béton binaire : un sable et un gravier présentant le plus souvent une certaine discontinuité (par exemple : sable 0/5 et gravier 16/25).

On calcule d'abord le dosage de sable et de ciment devant donner en principe le mortier plein avec un minimum de ciment ; ce dosage s'obtient en mesurant les vides du sable mouillé et en calculant le dosage en ciment permettant de remplir le volume des vides du sable par un volume égal de pâte pure de ciment (Boufedah, 2011).

On ajoute en suite le maximum de gravier mouillé compatible avec une ouvrabilité permettant un moulage correct et une mise en œuvre facile dans les conditions du chantier. On obtient alors le béton plein à minimum de sable et le moins dosé en ciment.

III.8.5. Méthode de Dreux-Gorisse

Cette méthode est de nature fondamentalement empirique qui simplifie et rend la formulation du béton plus pragmatique. C'est une synthèse des diverses théories existantes sur la composition des bétons, appuyée sur un examen statistique de nombreux chantiers sérieusement contrôlés (Larrard, 2000). Sur la base de ces analyses statistiques et la combinaison des courbes granulaires obtenues, ils ont pu fonder une approche empirique pour déterminer une courbe granulair de référence ayant la forme de deux lignes droites dans un diagramme semi-logarithmique (Figure III.15).

Elle consiste à rechercher conjointement la résistance à la compression et l'ouvrabilité désirée à partir des données de base essentielles pour la formulation du béton telles que la dimension des granulats (D). La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (Boufedah, 2011).

Cette méthode basée sur les courbes granulométriques des granulats utilisés (Dupain, et al., 2000).

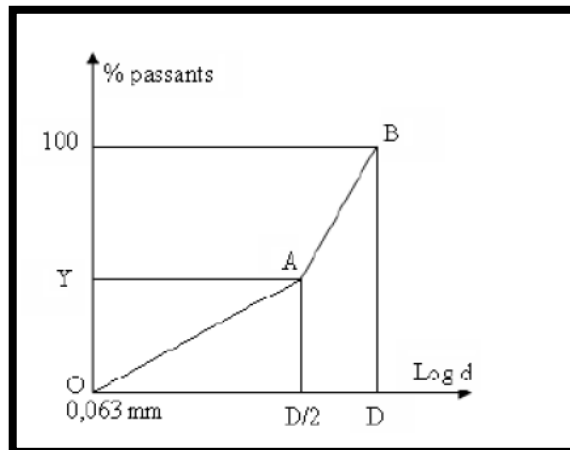


Figure III.15. Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse.

Sur un graphe d'analyse granulométrique type AFNOR (linéaire en module et logarithmique en dimension des granulats), on trace une composition granululaire de référence OAB (Figure III.15) Le point B (à l'ordonnée 100%) correspond à la dimension D des plus gros granulats, c'est-à-dire :

Point B (X= Dmax et Y=100 %)

Point O (X= 0.063 et Y= 0)

Le point de brisure A aux coordonnées suivantes :

En abscisses (à partir de la dimension D du tamis)

Si : $D \leq 20$ mm ; l'abscisse est D/2.

Si : $D \geq 20$ mm l'abscisse est située au milieu du « segment gravier » limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D.

En ordonnées : $Y = 50 - \sqrt{D} + K + Ks + Kp$

K : est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage de la forme des granulats roulés ou concassés. Tableau III.11.

Ks : est un terme correcteur qui tient compte du module de finesse du sable. Il a pour expression :

$$Ks = 6Mf - 15$$

Relation dans laquelle **Mf** représente le module de finesse, qui varie entre 2 et 3 généralement.

Le coefficient **Kp** n'est à appliquer que lorsque le béton doit présenter un maximum de plasticité, (cas des bétons pompables). On adoptera une valeur de ce coefficient entre 5 et 10 selon la plasticité désirée (Dreux, et al., 1998).

Tableau III.11. Valeurs du coefficient (K).

Vibration Nature du sable	Faible		Normale		Puissante	
	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
400+adj	-2	0	-4	-2	-6	-4
400	0	+2	-2	0	-4	-2
350	+2	+4	0	+2	-2	0
300	+4	+6	+2	+4	0	+2
250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

III.9. COMPARAISON ENTRE QUELQUES MÉTHODES DE COMPOSITIONS

Toutes les méthodes graphiques ou expérimentales s'accordent sur les qualités essentielles à rechercher pour un béton (bonne résistance, faible porosité, durabilité, etc..), par contre se diffèrent dans la procédure à suivre et les résultats qui en aboutissent.

Pour les méthodes graphique (Bolomey, Faury, Joisel), la principale différence réside dans la définition du courbe granulométrique de référence, selon que l'on incluse ou non le ciment dans les matières fines. Pourtant, toutes ont un point commun, elles dépendent de paramètres qui sont intimement reliés aux caractéristiques morphologiques des matériaux utilisés (nature et qualité des granulats, type de liant, etc..) (Cherait, et al., 2007).

III.9.1. Méthode de Bolomey

Cette méthode donne généralement des bétons riches en éléments fins (sable), donc très maniables. Son emploi est fréquent pour les travaux routiers, et pour les bétons devant être mis en place par pompage. Cependant elle ne tient pas compte des idées modernes sur les effets de paroi et d'interférence, et du rayon moyen de moule (Cherait, et al., 2007).

III.9.2. Méthode de Faury

Cette méthode donne des bétons contenant moins de sable et davantage de gravier : les bétons Faury seront donc plu raides, et conviendront à des travaux pour lesquels une très bonne maniabilité n'est pas indispensable. Les bétons Faury présentent souvent une résistance mécanique supérieure à ceux préconisés par Bolomey (Cherait, et al., 2007).

III.9.3. Méthode de Dreux-Gorisse

C'est la méthode la plus utilisée actuellement, elle est simple et pratique. Elle fait un compromis entre toutes les méthodes déjà existantes, et donne d'excellents résultats (Cherait, et al., 2007).

III.10. CONCLUSION

Bien que, pour l'usage courant, toute formulation de béton répond plus ou moins au besoin, il existe des proportions des constituants qui offrent de meilleures caractéristiques aux bétons. De nombreuses recherches ont été réalisées pour la mise au point de méthodes de formulation d'une part, et pour optimiser l'utilisation des constituants d'autre part afin de trouver un compromis entre des propriétés parfois contradictoires : ouvrabilité qui contrôle la mise en place du béton et résistance mécanique qui conditionne la capacité portante de l'ouvrage.

A partir de cette recherche bibliographique, nous avons remarqué qu'il est nécessaire d'attacher une importance particulière à l'influence de chaque paramètre afin d'aboutir à une formulation optimale et d'atteindre au mieux les caractéristiques recherchées.

PARTIE EXPÉRIMENTALE

CHAPITRE IV

CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS

Caractérisation Des Matériaux Utilisés

IV.1.INTRODUCTION

Afin d'avoir une étude comparative entre les deux types de gravier (Roulé – Concassé) et étudier l'influence de leur différents formes sur les propriétés mécaniques et physiques des bétons Hydrauliques et des bétons bitumineux, des essais principaux de caractérisation des matières sont effectués. Dans ce chapitre, nous allons examiner en général les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre travail expérimental (Sable, Gravier, Ciment, Bitume, Eau).

le travail expérimental de cette recherche s'est déroulé en plusieurs phases et endroits, il y a lieu de les citer sommairement comme:

1^{er} Phase « Provenance des matériaux »

Béton Bitumineux :

- Filler d'apport 0/ 0.08 de la Carrière de Haoud El-Hamra, Wilaya d'Ouargla ;
- Sable concassé 0/3 de la Carrière de Haoud El-Hamra, Wilaya d'Ouargla ;
- Gravillons roulés Oued N'Sa , Wilaya de Ghardaïa ;
- Les roches de diamètre supérieur à 45 cm de Oued N'Sa , Wilaya de Ghardaïa ;
- Bitume pure (40/50) station de production du bitume et ses dérivés TOTAL Ouargla.

Béton hydraulique :

- Sable de la Sablière de Zarzaitine, Wilaya d'Illizi ;
- Gravillons roulés Oued N'Sa , Wilaya de Ghardaïa ;
- Les roches de diamètre supérieur à 40 cm de Oued N'Sa , Wilaya de Ghardaïa ;
- Ciment AL-Matine CPJ-CEMII 42.5 , représentant de la Marque AL Matine à Ouargla ;
- Eau de Gâchage au robinet du Laboratoire LTPSud.

2^{eme} Phase « Préparation des matériaux »

Gravier Roulé :

- Prélèvement d'environ 1000 kg de gravillon de classe non normalisée (02/45) ;
- Lavage de la totalité de la quantité prélevée sur le tamis de 2.5mm et élimination des corps étrangers;
- Tamisage des Gravillons à travers les tamis nécessaires pour obtenir les classes normalisées (3/8 – 8/15) ;
- Rejeté les granulats inférieur à 03mm et les granulats supérieur à 15 mm ;

Gravier Concassé :

- Prélèvement d'environ 5000 kg de roches de diamètre supérieur à 45cm;
- Concassage des roches dans le concasseur à mâchoires BENBRAHIM PK 51 Ouargla - Hassi messaoud. Pour obtenir les classe normalisés (0/3 – 3/8 – 8/15)
- Elimination de la classe 0/3 et lavage des classes restantes.
- Lavage de chaque classe granulaire pour élimination des poussières.

3^{eme} Phase « Analyse des matériaux »

Les composante du Béton Bitumineux :

- Les granulats sont analysés au niveau du Laboratoire LTPSud unité de Ouargla ;
- Le bitume était analysé au sein de la station NAFTAL Touggourt ;

Les composante du Béton Hydraulique :

- Les granulats sont analysés au niveau du Laboratoire LTPSud unité de Ouargla ;
- Les caractéristiques du ciment AL-Matine sont communiqués d'après le laboratoire du producteur.
- L'analyse de l'eau de gâchage effectuée au laboratoire international « Aqua Engineering » de la Wilaya de Ouargla.

4^{eme} Phase « Confection des éprouvettes»

Béton Bitumineux :

- Confection de 40 éprouvettes du Béton Bitumineux (20 éprouvettes BBGR et 20 éprouvettes BBGC) au niveau du laboratoire LTPSud Ouargla.

Béton Hydraulique :

- Confection de 36 éprouvettes du Béton hydraulique (24 éprouvettes cubiques (150x 150x150) mm³ et 12 éprouvettes prismatiques (100x100x400) mm³). La moitié de ces éprouvettes pour le mélange GR et l'autre moitié pour le mélange GC. Les éprouvettes ont été confectionnée au niveau du laboratoire LTPSud Ouargla.

5^{eme} Phase « Analyses des éprouvettes»

Béton Bitumineux :

- L'application de l'essai Marshall sur les 40 éprouvettes pour mesurer la stabilité, le fluage et la compactibilité du matériau cette tâche était réalisée au niveau du LTPSud Ghardaia.
- Confection de deux éprouvettes optimales de chaque types de mélange (BBGR et BBGC) et l'application de l'essai Nottingham Asphalt Tester (NAT) sur ces éprouvettes dans le but d'avoir une idée sur la rigidité des deux mélange. Cette essai a été réalisé au niveau du laboratoire CTTP Alger.

Béton Hydraulique :

- Au niveau du laboratoire LTPSud Ouargla on a réalisé les essais mécaniques (RC sur éprouvettes cubiques et Traction par flexion à quatre point sur les éprouvettes prismatiques).
- Au niveau du laboratoire LEC Ouargla on a réalisé les essais de traction par fendage sur des éprouvettes cubiques.

6^{eme} Phase « Essais de désenrobage»

- Apport des moyens matériel nécessaire sans oublié les produits chimiques comme indiqué sous la norme NF EN 12697-11.
- Préparation des solutions nécessaires pour l'exécution de l'essai selon la Norme NF EN 12697-11.
- Exécution des essais préparatoires pour tracer le courbe d'étalonnage pour les deux mélanges (GR et GC).
- Réalisation de l'essai et tracé le courbe finale pour avoir le taux de désenrobage de chaque mélange.
- Cet essai s'est déroulé au niveau du laboratoire LTPSud Ouagla.

IV.2. MATÉRIAUX UTILISÉS DANS LES MÉLANGES HYDROCARBONES

Avant de commencer, il y a lieu de résumer les principales démarches qu'on a suivie pour bien étudier nos mélanges hydrocarbonés, La figure IV.1 présente les étapes à suivis.

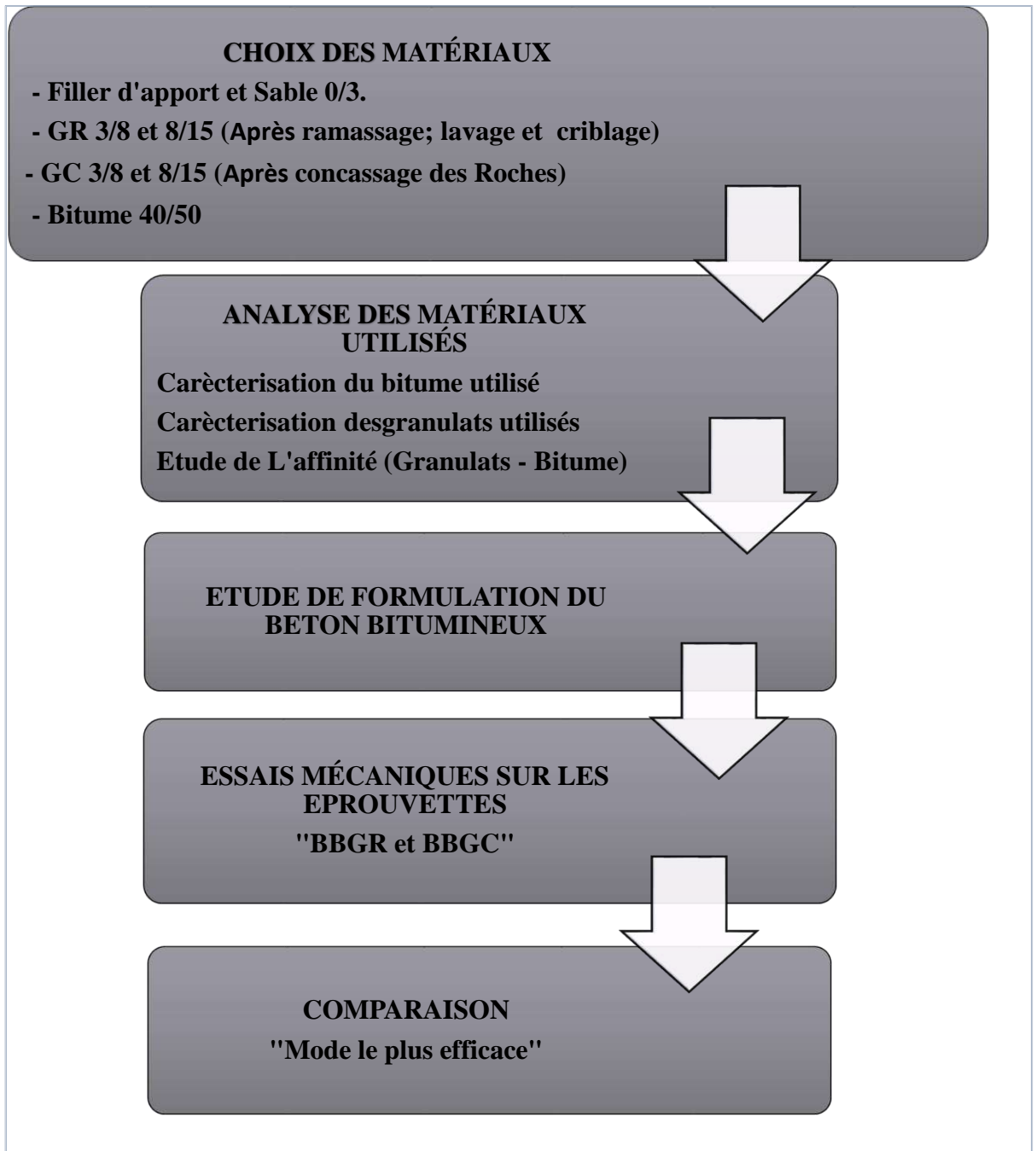


Figure IV.1. Principales démarches expérimentales suivies pour l'étude des mélanges hydrocarbonés.

Le béton bitumineux expérimenté se compose d'un squelette minéral ternaire, renfermant le filler d'apport, le sable et les granulats roulée et concassé (filler, 0/3,3/8 et 8/15).

Le liant hydrocarboné utilisé est le bitume pure 40/50 provenant des fondoirs de la centrale d'enrobage TOTAL à OUARGLA.

Les granulats utilisés sont le gravier roulé de « Oued N'Sa » et aussi des graviers issus du concassage des roches provenant de la même vallée « Oued N'Sa ».

Le concassage a été réalisé dans un concasseur à mâchoire de la compagnie Benbrahim.

Le sable et les fillers provenant du Carrière de Haoud El-Hamra, Wilaya d'Ouargla.

Le tableau IV.1 montre l'origine de chaque composant.

Tableau IV.1. Provenance des matériaux utilisés dans le mélange hydrocarboné.

Matériau	Provenance
Filler 0/ 0.08	Carrière de Haoud El-Hamra, Wilaya d'Ouargla
Sable concassé 0/3	Carrière de Haoud El-Hamra, Wilaya d'Ouargla
Gravillons roulée 3/8 et 8/15	Oued N'Sa , Wilaya de Ghardaïa
Gravillons concassé 3/8 et 8/15	Oued N'Sa , Wilaya de Ghardaïa Concasseur à mâchoire Benbrahim Pk 51 Ouargla - Hassi Messaoud
Bitume pure (40/50)	Centrale d'enrobage TOTAL à Ouargla

IV.2.1. Le bitume

Un bitume de grade de pénétrabilité 40/50 (NF T-66 - 004) obtenue de la raffinerie Total Bitume caractérisé pour l'utilisation dans les travaux routier, ce bitume et le plus utilisé dans les zones arides de l'Algérie. Les principaux caractéristiques physiques de ce matériau sont dans le tableau suivant (Tableau IV.2) :

Tableau IV.2. Propriété du Bitume utilisé.

Caractéristiques	Norme	Résultats	spécification
Densité à 25°C (g/cm³)	NF T-66 - 007	1.034	1-1.10
Pénétration 25°C, 100g, 5s, (0.1mm)	NF T-66 - 004	43	40-50
Point de ramollissement (°C)	NF T-66 - 008	56	47-60
Point d'éclair (°C)	NF T-66 - 118	296	>250
Ductilité à 25°C, 5cm/min	NF T-66 - 006	100	>60
Solubilité dans trichloréthylène (%)_w	ASTM D 2042	99.0	-
Test sur résidu de TFOT:			
Pénétration Retentée après TFOT (%)	ASTM D 0005	55	-

Tableau IV.3. Classification des bitumes purs.

Caractéristique	Méthode normalisée de référence	Classe					
		20 - 30	40 - 50	60 - 70	80 -100	180 - 220	
Pénétrabilité à 25°C,100g ,5S	1/10° mm	NF T-66 - 004	20/30	40/50	60/70	80/100	180/220
Ductilité à 25°C	cm	NF T-66 - 006	≥ 25	≥ 60	≥ 80	≥ 100	≥ 100
Densité relative à 25°C		NF T-66 - 007	1,0–1,1	1,0–1,1	1,0–1,1	1,0 -1.07	1,0 -1.07
Point de ramollissement bille et anneau (TBA)	°C	NF T-66 - 008	52/68	47/60	43/56	41/51	34/43
Perte de masse au chauffage	%	NF T-66 - 011	-	-	-	-	≤ 2
Pénétrabilité restante après perte de masse au chauffage		NF T-66 - 011	-	-	-	-	≥ 70
Solubilité	%	NF T-66 - 012	≥ 99,5	≥ 99,5	≥ 99,5	≥ 99,5	≥ 99,5
Teneur en paraffine	%	NF T-66 - 015	≤ 4,5	≤ 4,5	≤ 4,5	≤ 4,5	≤ 4,5
Point de fragilité Fraass	°C	NF T 66 - 026	-	-	-	≤ -10	≤ -13
ΔT bille et anneau après RTFOT ⁽¹⁾	°C	NF T 66 - 032	≤ 8	≤ 8	≤ 8	≤ 9	-
TBA minimale après RTFOT ⁽¹⁾	°C	NF T 66 - 032	≥ 57	≥ 52	≥ 47	≥ 44	-
Pénétrabilité restante après RTFOT ⁽¹⁾	%	NF T 66 - 032	≥ 60	≥ 60	≥ 60	≥ 55	-
Point d'éclair	°C	NF T-66 - 118	≥ 250	≥ 250	≥ 230	≥ 230	≥ 230

(1) :Rolling Thin Film Oven Test.

Les résultats d'analyses obtenues sur notre bitume (Tableau IV.2) s'adapte totalement avec les caractéristiques du bitume pure 40/50 comme l'indique le Tableau IV.3.

Voici les essais qu'on a réalisé sur le Bitume (Photo IV.1).

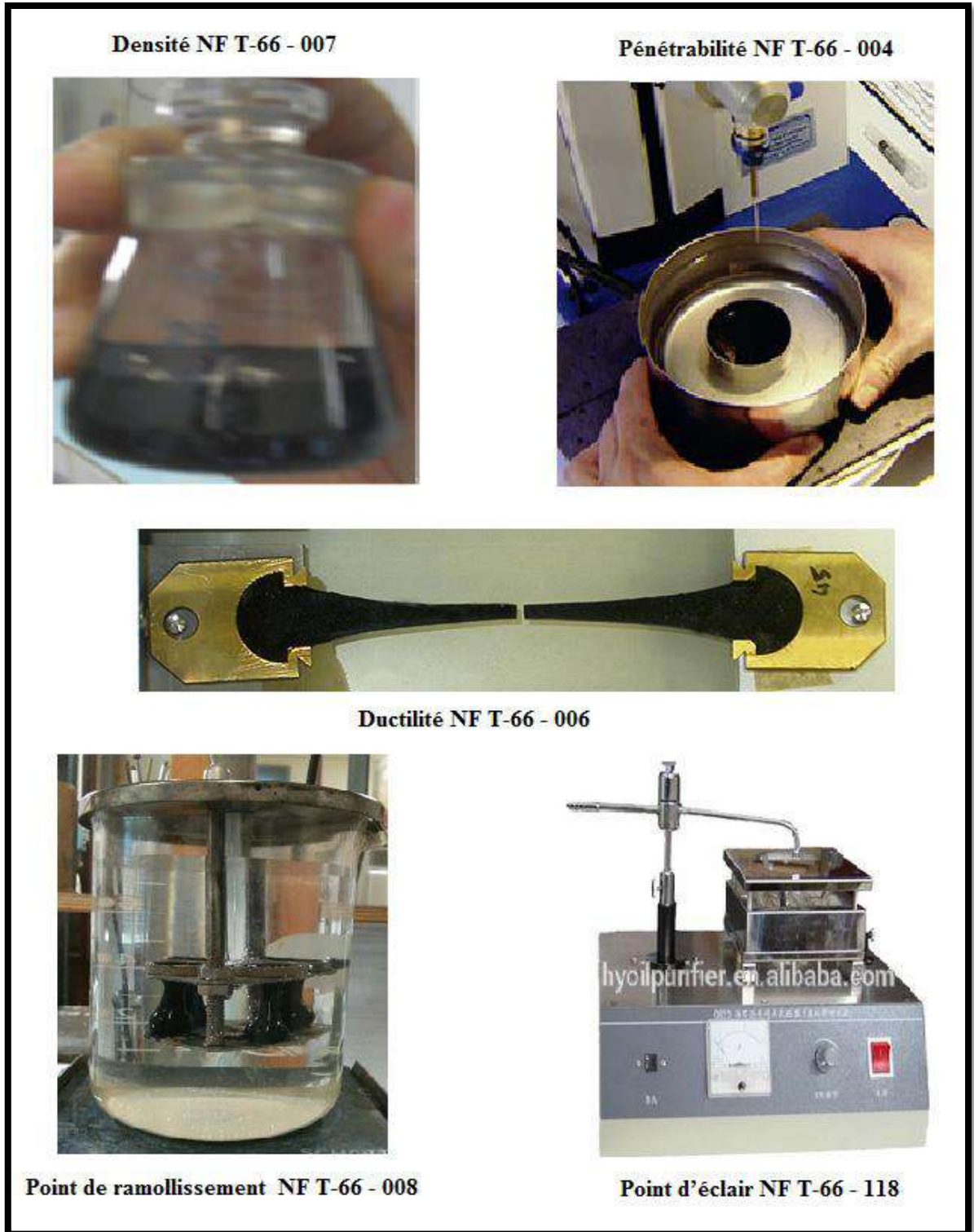


Photo IV.1. Essais réalisé sur le bitume utilisé.

IV.2.2. Les granulats

Les essais qu'on a réalisé sur les granulats sont :

Sur le gravier :

- ✓ La densité (NF P 18 – 554)
- ✓ Absorption (NF P 18 – 554)
- ✓ Analyse granulométrique (EN FN 933-1 -mai 2012)
- ✓ Propreté superficielle (NF P 18-591 septembre 1990)
- ✓ Essai d'aplatissement (EN FN 933-3 mars 1997)
- ✓ Essai Los Angeles (NF P 18-573 Décembre 1990)
- ✓ Essai micro-Deval en présence d'eau (MDE)(NF P 18-572 Décembre 1990)
- ✓ Analyse Chimique (NF P 15 – 461)

Sur le sable et filler d'apport:

- ✓ La densité (NF P 18 – 554)
- ✓ Essai d'équivalent de sable à 10 % des fines (NF P 18-597 Décembre 1979)
- ✓ Analyse Chimique (NF P 15 – 461)
- ✓ Analyse granulométrique (EN FN 933-1 -mai 2012)

IV.2.2.1. Sable et Filler d'apport

Les granulats utilisés dans la confection des mélanges bitumineux sont : « filler – sable – gravillon (3/8 – 8/15) ». Ce sable résultant du concassage d'une roche calcaire dont la majorité des grains sont compris entre (0.08 et 4.00 mm), la proportion passant sous 0.08mm sont les fillers.

Les propriétés physiques et chimiques du sable et les fillers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Caractéristiques du filler d'apport et du sable.

Caractéristique	Norme	Résultats	
		filler	Sable
Densité absolue (g/m ³)	NF P 18-554	2.45	2.6
Equivalent du sable à 10% des fines	NF P 18-579	-	62
Analyse chimique%	Insolubles (Silice)	26.3	25.3
	Sulfates	1.5	1.2
	Carbonates	67.2	69.1
	Chlorures	0.012	0.01

Les filler et le sable concassé de Haoud El-Hamra à une forte teneur en carbonates ($\text{CaCO}_3=67$ à 69%) ce qui nous permet de dire que c'est un sable calcaire.

IV.2.2.2. Gravies (Roulé et Concassé)

Le gravie est un composant essentiel dans les bétons, il a une influence directe sur la rigidité du mélange. Cette importance nous a mené de l'étudié de prêt.

Selon les spécification algérien du (CTTP, 2004) deux classes granulaires de gravier ont été utilisé ($3/8 - 8/15$) ; la classe $3/8$ compris la fraction dont la majeure partie des grains passent sous le tamis 8mm et retenues sur le tamis 2.5mm . Le même cas pour la classe $8/15$, les grains compris entre 8.00 et 14.00mm .

Deux types de gravier ont été notre sujet de recherche ; le gravier concassé GC et le gravier roulé naturel GR (Photo IV.2).



Photo IV.2. Gravier Roulé (GR) et Gravier Concassé (GC) utilisés.

Le gravier roulé est directement extrait de Oued N'Sa ; nord-est de la wilaya de Ghardaïa dont les coordonnées GPS sont ($31\text{ S} ; 620362 ; 3612548$) (Photo IV.3).



Photo IV.3. Photos Satellite et Photographique du Site de Oued N'Sa.

- **Préparation du Gravier Roulé :**

Gravier roulé (GR) a été prélevé, lavé, séché et manuellement criblé en utilisant les tamis (2.5 – 8.00) mm pour l'obtention de la classe (3/8) et les tamis (8.00 – 14.00) mm pour la classe (8/15).

L'organigramme en (Figure IV.2.) récapitule les grands étapes de préparation. des classes 3/8 et 8/15 du gravier roulé (GR).

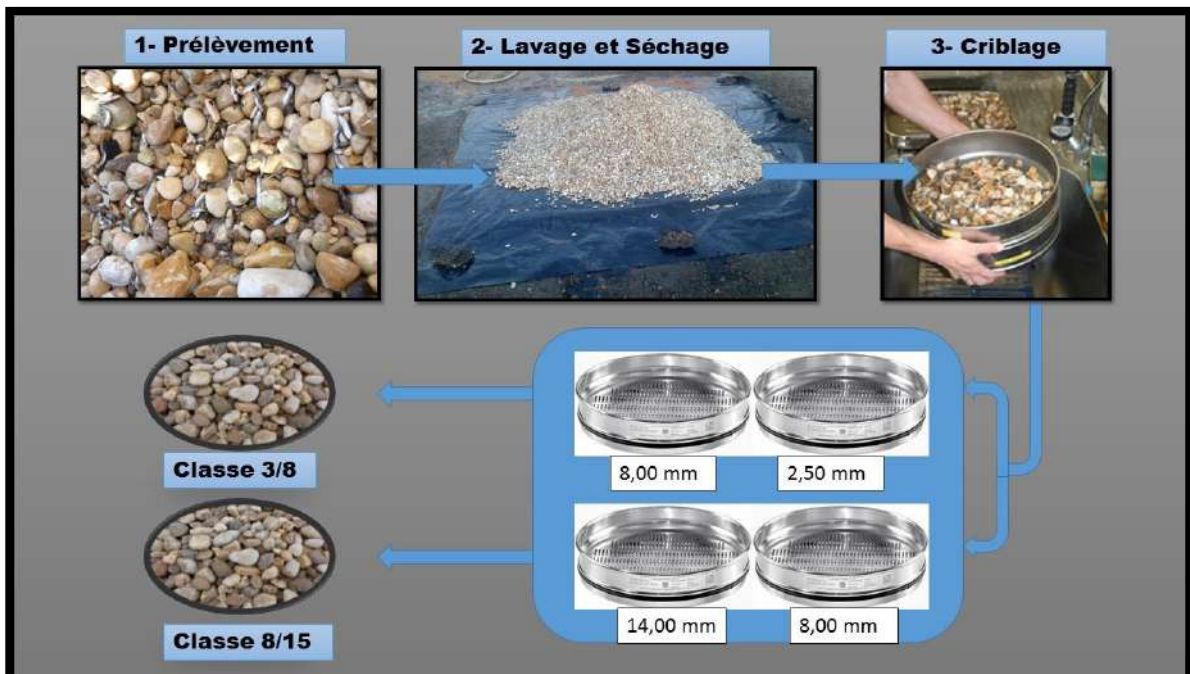


Figure IV.2. Étapes de Préparation des classes 3/8 et 8/15 du Gravier Roulé GR.

- **Préparation du Gravier Concassé :**

Le gravier concassé (GC) obtenu du concassage des roches (>30 cm) (Photo IV.4) est ramené de la même vallée (Oued N'Sa) pour assurer les mêmes caractéristiques chimiques.



Photo IV.4. Roches de diamètre supérieur à 30 cm prélevés d'Oued N'Sa.

Le concasseur utilisé est de type à mâchoire, modèle **Lokotrack LT200HP** de la marque Finlandaise **METSO** (Photo IV.5) sur 13 Km vers le sud par rapport au PK51 de la RN49 « Ouargla vers Hassi Messaoud » comme indique la Photo Satellite (Photo IV.6).



Photo IV.5. Concasseur à mâchoires, modèle **Lokotrack LT200HP** de la marque **METSO**

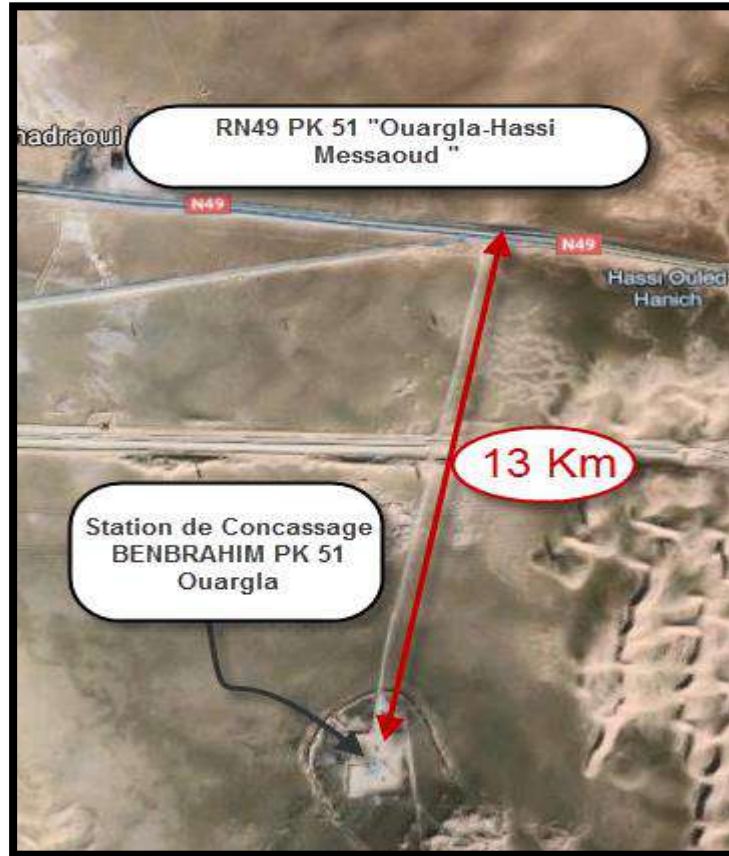


Photo IV.6. Photo Satellite de la station de Concassage Benbrahim.

On a choisi ce type de concassage (à mâchoire) car c'est le plus utilisé dans la région. Les deux classes obtenues après concassage (3/8 et 8/15) ont également été lavées. La raison du processus de lavage est d'assurer un contact parfait entre le liant et la surface de l'agrégat (Figure IV.3). Plus le contact liant-granulat est complet, plus la comparaison entre les deux mélanges sera parfaite.

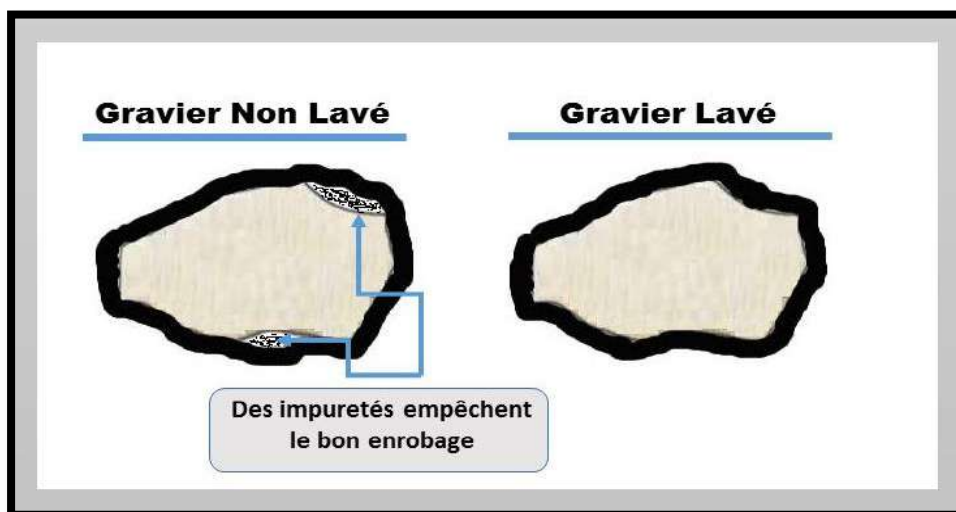


Figure IV.3. Influence du lavage sur le contacte gravier - bitume.

L'organigramme suivant (Figure IV.4.) récapitule les grands étapes de la préparation des classes 3/8 et 8/15 du gravier Concassé (GC).

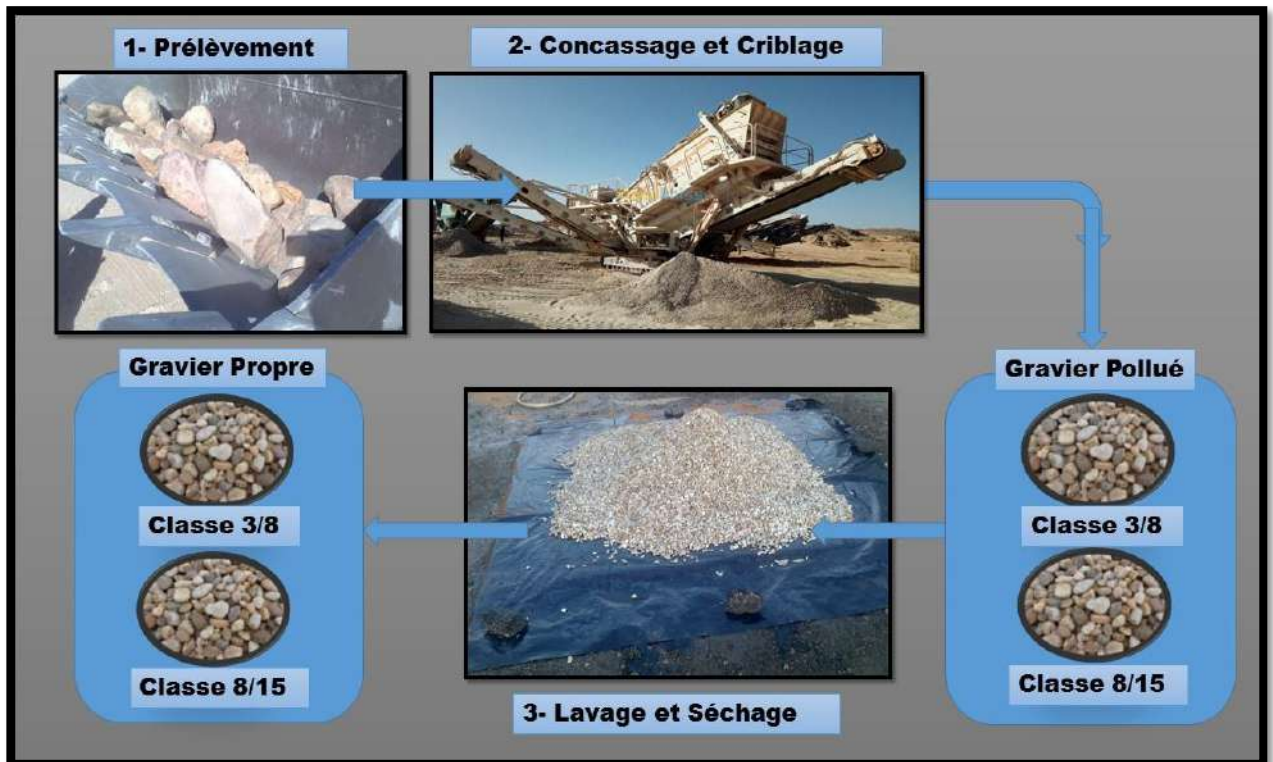


Figure IV.4. Etapes de Préparation des classes 3/8 et 8/15 du Gravier Concassé GC.

Selon la classification des États-Unis, il existe cinq types de forme :

- 1- Bien arrondi : Pas de visages originaux.
 - 2- Arrondi : Les visages ont presque disparu.
 - 3- Sous-arrondi : Usure considérable, faces réduites en surface.
 - 4- Sous-angulaire : Certains s'usent, mais les visages sont intacts.
 - 5- Angulaire : peu de signes d'usure (Properties Of Concrete, 1997; New Developments For Asphaltic Mixture Design Gyratory Shear Press, 1997).
- Dans notre cas, GR est bien arrondi et le GC est angulaire.

Les caractéristiques des deux types des granulats sont reportées dans le tableau IV.5. L'analyse chimique des deux types d'agrégat a donné presque les mêmes résultats, même la densité et l'absorption d'eau sont si proches. Ces résultats confirment que GR et GC ont presque les mêmes caractéristiques chimique. Ça c'est notre objectif pour assurer une comparaison idéal et éliminer tous facteurs parasites.

Comme le montre le tableau IV.5, la propreté est égale à 0% en raison du processus de lavage expliqué précédemment.

Tableau IV.5. Caractéristiques des granulats GR et GC réalisés.

Caractéristiques		Norme	Résultats	
			GR	GC
La densité (g/m ³)		NF P 18-554	2.62	2.62
Absorption (%)		NF P 18-554	1.2	1.3
Propreté (%)		NF P 18-591	0.0	0.0
Aplatissement (%)		NF EN 933-3	24	27
Los Angles (%)		NF P 18-573	18	37
Micro Deval (%)		NF P 18-572	8.24	17.74
analyses Chimique (%)	Insolubles (Silicates)		16.02	14.86
	Sulfates	NF P 15-461	1.92	1.96
	Carbonates		60.00	61.09
	Chlorures		0.006	0.006

Le GR a déjà subi des chocs et s'est érodé par le vent et l'écoulement de l'eau dans la vallée, ce qui explique les fortes résistances à l'abrasion Los Angles (LA) et Micro Deval (MDE) Comme l'indique la Figure IV.5. Contrairement au GC qui acquis une nouvelle forme angulaire due au concassage.

Le coefficient d'aplatissement est relativement élevé, ceci est dû au type de concasseur utilisé (concasseur à mâchoires).

La nouvelle forme angulaire concassée et l'augmentation du coefficient d'aplatissement sont les principales causes de la diminution de la résistance à l'abrasion de LA et MDE.

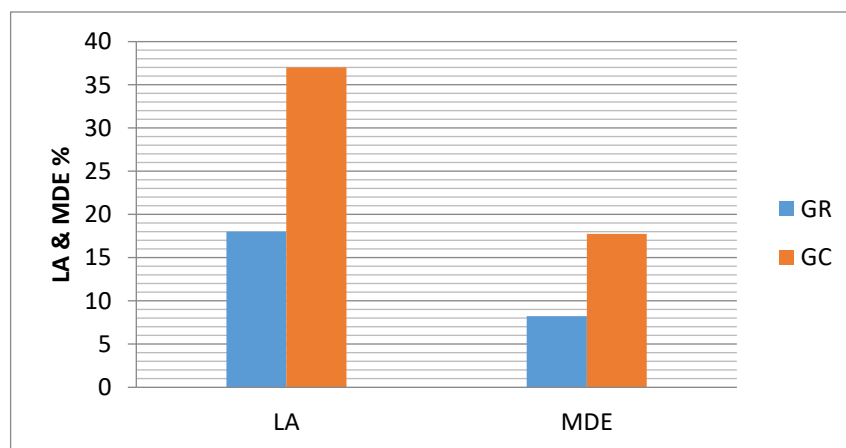


Figure IV.5. LA et MDE des agrégats GR et GC.

L'essai granulométrique a été effectué selon la norme NF EN 933-1 ; les tamis utilisés sont présentés dans la Figure IV.6. après l'entame de l'essai et le traçage des courbes granulométriques on a surpris que les graphes du GR et GC se correspondent.

Les courbes granulométriques sont présentés dans la figure IV.7.

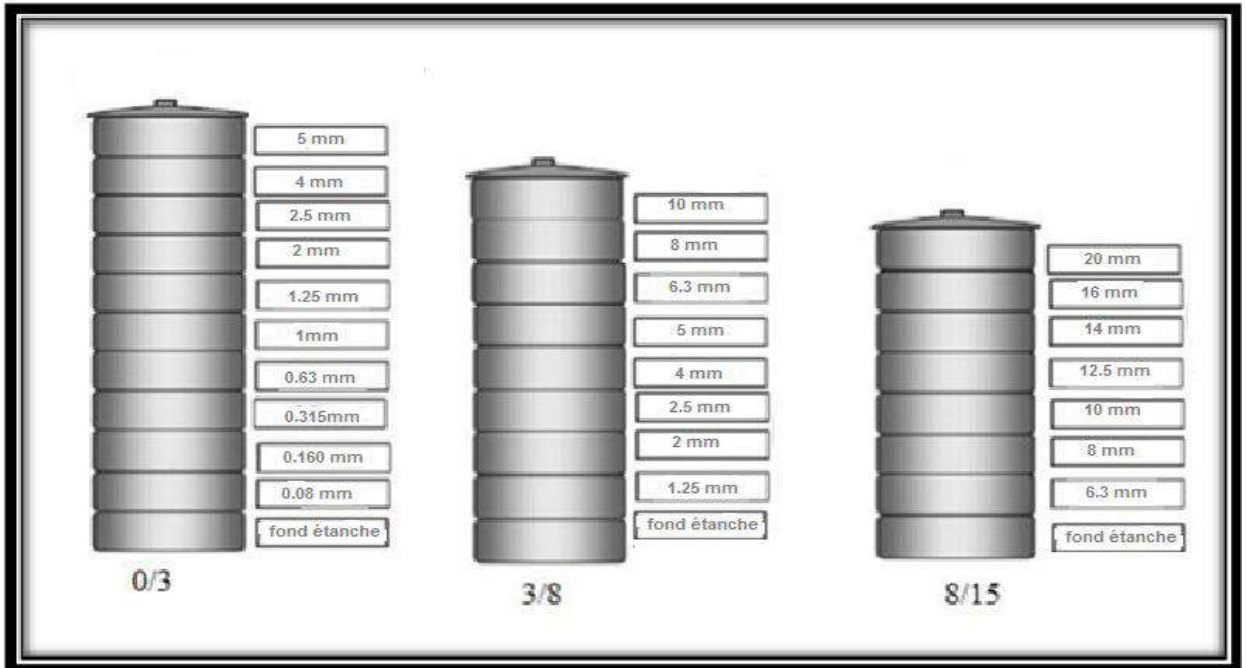


Figure IV.6. Tamis utilisés dans l'essai de granulométrie.

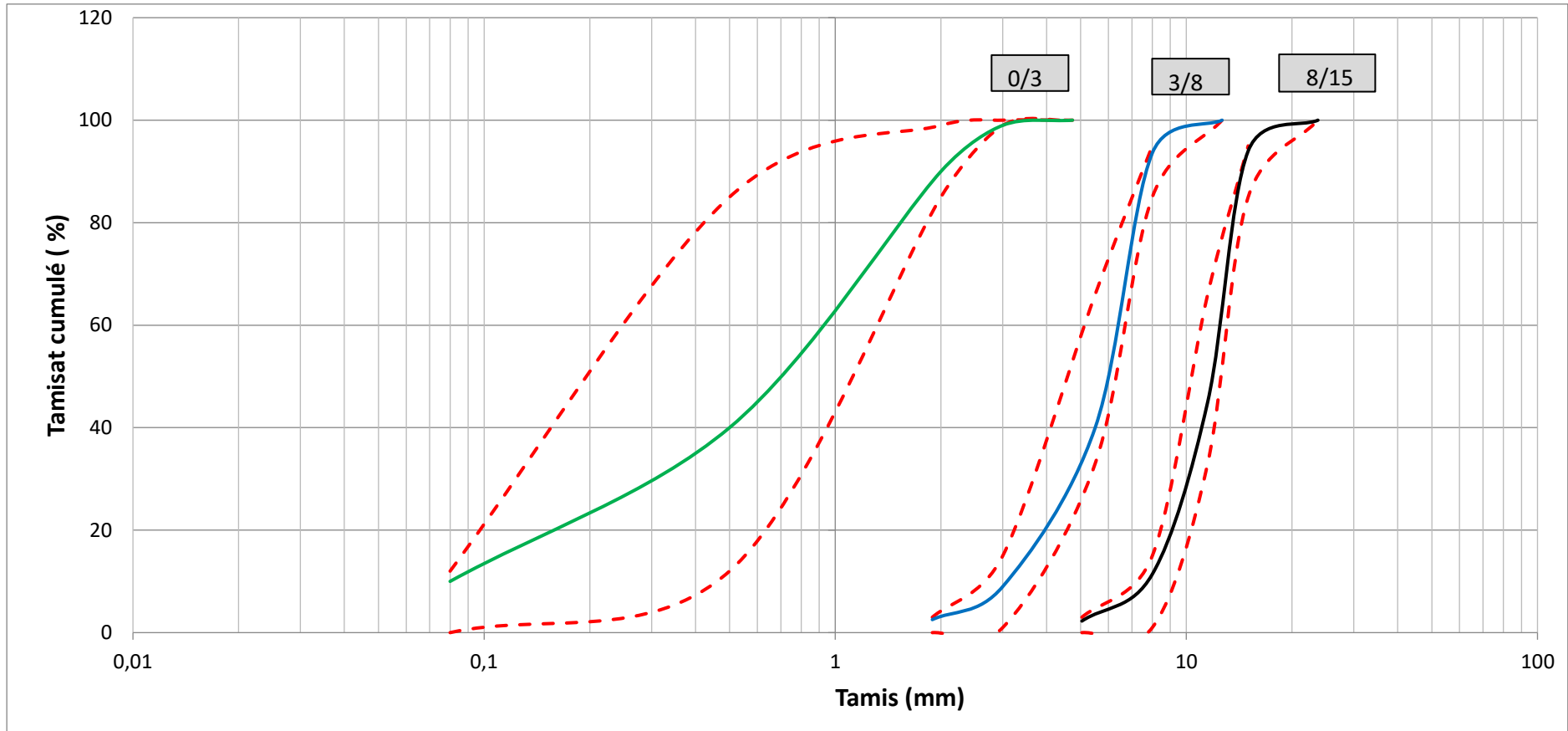


Figure IV.7 Courbes granulométriques des classes 0/3 ; 3/8 et 8/15 (GR) avec fuseaux de référence.

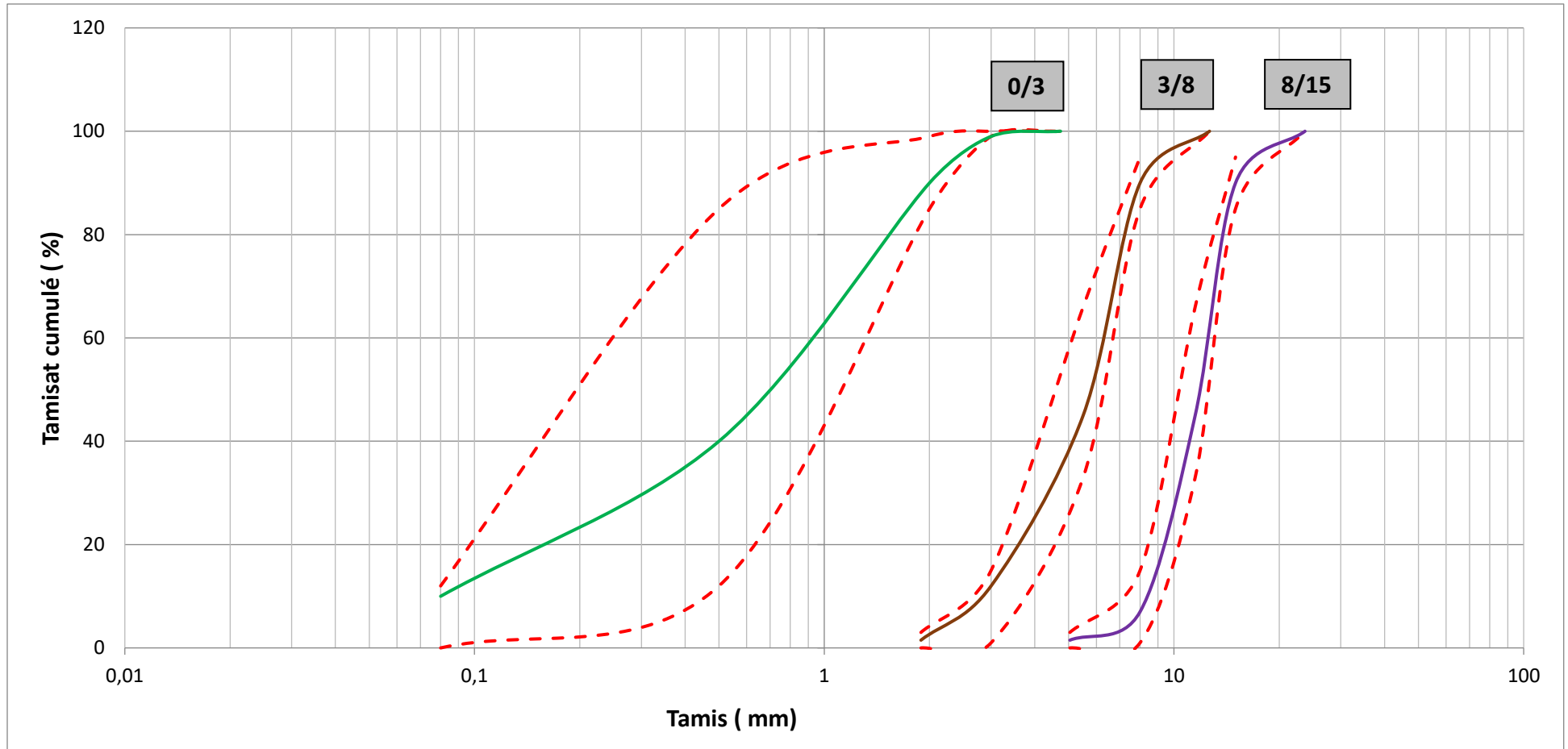


Figure IV.8 Courbes granulométriques des classes 0/3 ; 3/8 et 8/15 (GC) avec fuseaux de référence.

IV.3. MATÉRIAUX UTILISÉS DANS LE MÉLANGE HYDRAULIQUE

Avant de commencer il y a lieu de résumer les principales démarches qu'on a suivre pour bien étudier nos mélanges hydrauliques (Béton), La figure IV.9 suivante présent ces étapes par un organigramme simplifié.

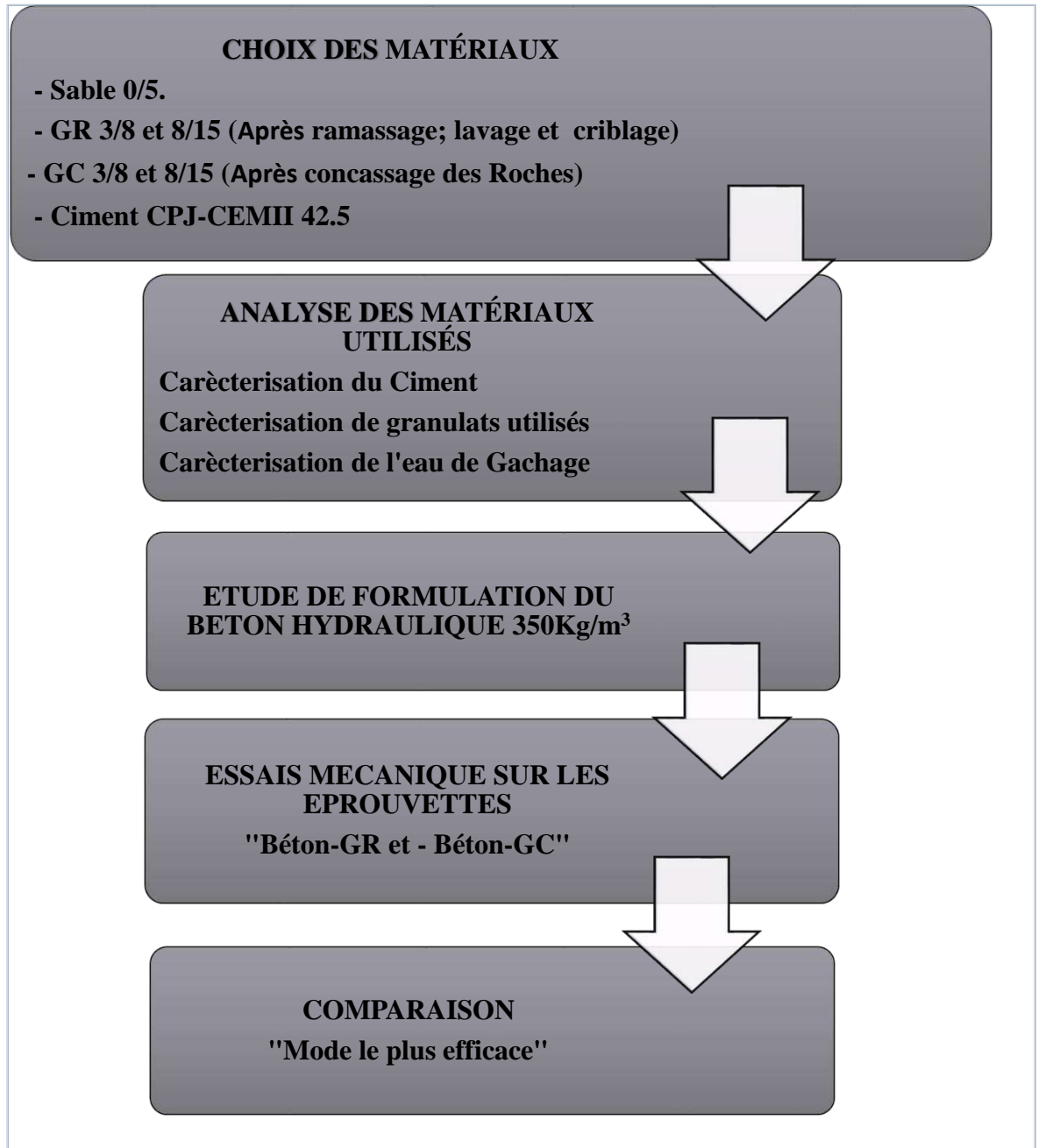


Figure IV.9. Principales étapes d'étude des mélanges hydrauliques.

Le béton hydraulique expérimenté se compose d'un squelette minéral ternaire, renfermant les granulats roulé et concassé.

Le liant hydraulique utilisé est Ciment Al Matine CPJ-CEMII/42.5

Comme indiqué préalablement les granulats utilisés sont le gravier roulé de « Oued N'Sa » et aussi des graviers issus du concassage des roches provenant de la même vallée « Oued N'Sa ». Le concassage a été réalisé dans un concasseur à mâchoire de la compagnie **BENBRAHIM**. Le sable provenant du Carrière de Zarzaitine, Wilaya d'Illizi.

Tableau IV.6. Provenance des matériaux utilisés dans le mélange hydraulique.

Matériau	Provenance
Ciment	AL-Matine CPJ-CEMII 42.5
Sable	Carrière de Zarzaitine, Wilaya d'Illizi.
Gravillons roulée 3/8 et 8/15	Ouad N'Sa , Wilaya de Ghardaïa
Gravillons concassé 3/8 et 8/15	Ouad N'Sa ,Wilaya de Ghardaïa Concasseur à machoir Benbrahim Pk 51 Ouargla - Hassi messaoud
Eau de Gâchage	Eau potable « robinet LTPSud »

IV.3.1. L'eau de gâchage et le ciment

L'eau potable et le Ciment (CPJ-CEM II/ 42.5) sont utilisés pour obtenir un liant hydraulique ordinaire sans utilisent l'adjuvants. Les principales caractéristiques sont affichées dans les tableaux IV.7 et IV.8. La raison de choisir un liant ordinaire est pour évaluer l'influence des deux textures (Roulée et Concassée) sans introduire aucun effet étranger qui sera falsifié la comparaison.

Tableau IV.7. Caractéristiques du Ciment CPJ- CEMII 42.5 utilisé.

Caractéristique	Resultats	Specifications	
Analyses chimiques (NA 5042)	Pert de ignition %	10.2	10.0±2
	Sulfates (SO ₃ %)	2.2	2.5±0.5
	Magnesium Oxide (MgO%)	1.4	1.7±0.5
	Chloride (Cl-%)	0.02	0.02-0.05
Composition Mineralogique de clinker	C3S %	60	60±3
	C3A %	7.5	7.5±1
Propriétés Physique	consistence Normale (%)	26.4	26.5±2
	Finesse Blaine (cm ² /g) (NA 231)	4150	3700-5200
	traction à 28 j (µm/m)	783	<1000
	Expansion (mm)	2.3	≤3.0
Temp de prise (min) (NA 230)	Initial	165	150±30
	Final	243	230±50
RC (MPa)	02 jour	10.5	≥10.0
	28 jour	43.2	≥42.5

Toutes les eaux ne peuvent être utilisées pour gâcher les mélanges hydrauliques, l'eau potable est toujours utilisable, mais dans certains cas l'eau contient des impuretés, ce qui nécessite une analyse chimique pour déterminer les impuretés qui s'y trouvent. Ces impuretés sont soit des composés chimiques qui peuvent être actifs vis-à-vis du ciment, des granulats ou des armatures, soit des particules en suspension qui sont indésirables.

L'excès d'impuretés détériore les propriétés du béton : les propriétés physiques et mécaniques (prise et résistance), les propriétés esthétiques (tâches, efflorescences), la durabilité (corrosion des armatures).

La teneur en chlorures admise ne doit pas dépasser 500mg. Les chlorures peuvent provenir de l'eau de gâchage, du ciment, des granulats et éventuellement de l'adjuvant. Les chlorures en faibles proportions peuvent modifier légèrement la prise et le durcissement du ciment, par contre la forte proportion peut réagir avec le ciment et compromettre la durabilité du béton, leurs effets sont néfastes sur les armatures dont la corrosion provoque l'éclatement du béton.

L'analyse chimique de l'eau de gâchage a été effectuée dans le laboratoire internationale « Aqua Engeniring » au niveau de la Wilaya de Ouarglale Tableau IV-08 regroupe les caractéristiques chimiques de l'eau de gâchage utilisé.

Selon la norme NF P 18-303 ; la quantité maximale des ions chlores est fixée aux valeurs suivantes :

- 4500 mg/l pour les bétons non armés
- 1000 mg/l pour les bétons armés
- 500 mg/l pour les bétons précontraints.

La norme NF P 18-303 stipule que :

- la teneur en sulfate de l'eau (SO_4^{-2}) ne doit pas dépasser 2000 mg/l.
- Les matériaux en suspension doivent être inférieurs à 0.5% de l'eau en masse pour le béton non armé.
- L'argile en suspension fait diminuer les caractéristiques mécaniques..
- Les matières organiques doivent être inférieures à 0.5% .Les micros algues diminuent les résistances et ont un effet d'entraînement d'air diminuant la compacité.
- Les sulfates doivent être inférieurs à 0.1% pour le béton non armé. Ils réagissent avec le ciment pour former de l'ettringite qui s'accompagne de gonflement.
- Les nitrates doivent être inférieurs à 0.05%.
- Les sels de sodium (Na) et de potassium (K) doivent être inférieurs à 0.1%. Ils interviennent dans la rhéologie du béton, la prise du ciment et la durabilité du matériau durci.
- L'acidité en pH doit être supérieure ou égale 4.

Dans notre travail, nous avons utilisé l'eau de robinet du laboratoire LTPSud Ouargla qui est conforme à la norme.

Tableau IV.8. Caractéristique de l'eau de gâchage.

Analyses chimique	Resultats	Specifications
Sulfates (So_4^{-2}) (mg/l)	760	<2000
		Béton précontraint < 500
Chloride (Cl^-) (mg/l)	661.1	Béton Armé < 1000
		Béton non Armé < 4500
PH	7.62	≥ 4

VI.3.2. Les granulats

Les essais qu'on a réalisé sur les granulats sont :

Sur le gravier :

- ✓ Densité (NF P 18 – 554)
- ✓ Absorption (NF P 18 – 554)
- ✓ Analyse granulométrique (EN FN 933-1 -mai 2012)
- ✓ Propreté superficielle (NF P 18-591 septembre 1990)
- ✓ Essai d'aplatissement (EN FN 933-3 mars 1997)
- ✓ Essai Los Angeles (NF P 18-573 Décembre 1990)
- ✓ Essai micro-Deval en présence d'eau (MDE)(NF P 18-572 Décembre 1990)
- ✓ Analyse Chimique (NF P 15 – 461)

Sur le sable :

- ✓ La densité (NF P 18 – 554)
- ✓ Essai d'équivalent de sable (NF EN 933-8 Mars 2012)
- ✓ Analyse Chimique (NF P 15 – 461)
- ✓ Analyse granulométrique (EN FN 933-1 -mai 2012)

IV.3.2.1. Le Sable

Les granulats utilisés dans la confection du mélange hydraulique sont : « sable – gravillon (3/8 – 8/15) ».

Les propriétés physiques et chimiques du sable sont résumées dans le tableau IV.9 et leur granulométrie est présentée dans la figure IV.9 :

Tableau IV.9. Caractéristiques du sable utilisé.

Caractéristique	Norme	Résultats	
Densité réelle (g/m³)	NF P 18-554	2.60	
Module de Finesse	NF P18-304	2.30	
Coefficient d'absorption (%)	NF P 18-554	0.52	
Equivalent du sable ES (%)	NF EN 933-8	75	
Analyse chimique (%)	Insolubles (Silice)	95.68	
	Sulfates	NF P 15-461	0.15
	Carbonates		0.1
	Chlorures		0.03

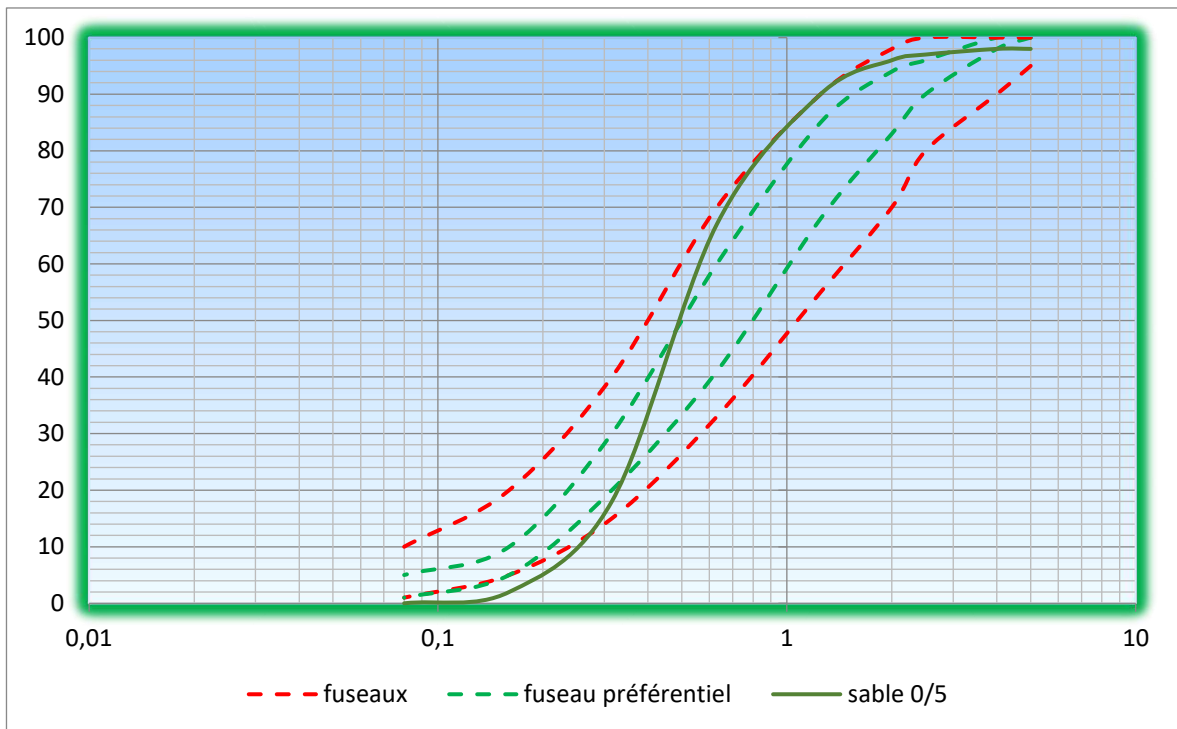


Figure IV.10. Courbe granulométrique du sable de Zarzaitine.

Il est clairement remarquable que le sable de Zarzaitine est de bonne qualité, ses excellentes performances servent à préparer un mélange de bonne caractéristiques en ce qui concerne la matrice cimentaire, dans l'objet d'éliminer tous facteurs parasite qui puisse fausser la comparaison entre les deux mélanges (Béton-GC /Béton-GR).

IV.3.2.2. Le gravies (Roulé et Concassé)

Comme préalablement mentionné dans la partie (IV.2) du mélange hydrocarboné les mêmes types de gravier (GR) et (GC) de la même provenance et subis les mêmes procédures de préparation « Figure IV.2. et Figure IV.4. » (ramassage, quartage, concassage et lavage) ont été utilisé pour confectionner le mélange hydraulique.

IV.4. CONCLUSION

Nous avons abordé ce chapitre dans l'objet d'introduire la partie expérimentale et l'expliquer les grandes démarches qu'on a suivi durant notre recherche notamment la phase de préparation des principaux composants (Gravier Roulé et Gravier Concassé) dès leur prélèvements à l'état naturel jusqu'à l'obtention des deux types de graviers désirés (classes 3/8 et 8/15 des gravier GR et GC) près à l'utilisation dans nos mélanges hydraulique et hydrocarboné qui seront étudiés en détail dans le prochain chapitre.

Ce chapitre traite en détail les caractéristiques physique et chimique de chaque composant utilisé dans la confection des mélanges hydraulique et hydrocarboné, notamment les gravier GR et GC.

Il y a lieu d'attirer l'attention que tous les composants : « filler, sables, ciment, eau et bitume » ont été soigneusement sélectionnés, dont ils possèdent des critères s'adaptent aux normes en vigueur. Ce choix nous permettra de faire une étude comparative correcte on minimisant tous facteurs parasites, on précisant sur un seule variante c'est bien la forme (GR – GC).

CHAPITRE V

FORMULATIONS, RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Formulation, Résultats et Discussions

V.1. INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent, on a présenté les principales étapes suivies dans le travail expérimental et on a exposé aussi les caractéristiques des matériaux utilisés. Le présent chapitre complète la partie expérimentale dans lequel on propose d'examiner par voie expérimentale l'influence des deux types de graviers (GR et GC) sur les propriétés rhéologiques et mécaniques des mélanges hydrauliques et des mélanges hydrocarbonés confectionnés à base du ciment CPJ-CEMII et du bitume 40/50. Des essais physiques et sont effectués sur les éprouvettes confectionnés selon les méthodes de formulation largement connu « Méthode Dreux Gorisse pour le Béton et Module de Richesse pour le Béton Bitumineux ». Ce chapitre est divisé en deux parties :

- 1- La première partie aura pour objectif d'abord de calculer la formulation du mélange hydrocarboné adéquate, préparer les mélanges et après les éprouvettes hydrocarbonés et faire par la suite une étude comparative sur les caractéristiques mécanique et rhéologique des deux mélanges hydrocarbonés en GR et en GC.
- 2- La deuxième partie aura les mêmes objectifs que la partie précédente seulement qu'elle est consacrée à étudier l'influence du GR et GC dans le mélange hydraulique dans l'état frais et l'état durci de (07 et 28 Jours).

V.2. PARTIE 1 : MELANGE HYDROCARBONÉ

V.2.1. Définition

L'étude de formulation d'un mélange bitumineux comporte deux phases principales ; à savoir la composition granulométrique et le dosage en liant.

La méthode utilisée « **Module de Richesse** » consiste à ajuster la courbe du mélange granulaire dans le fuseau de spécification d'un béton bitumineux 0/14 conformément aux spécifications algériennes stipulé dans le recommandation N°2 du CTTTP pour déterminer la composition granulaire ensuite à travers l'intervalle recommandé (CTTP, 2004) du Module de Richesse on arrive à calculer les teneurs en liant optimales probables. Les essais mécaniques effectués par la suite sur les éprouvettes nous conduira à déterminer la composition optimale.

L'étude de formulation proprement dite est focalisée sur l'essai Marshall, NFP 98-251-2 Avril 1992. Le cheminement de l'étude de composition est explicité par l'organigramme suivant :

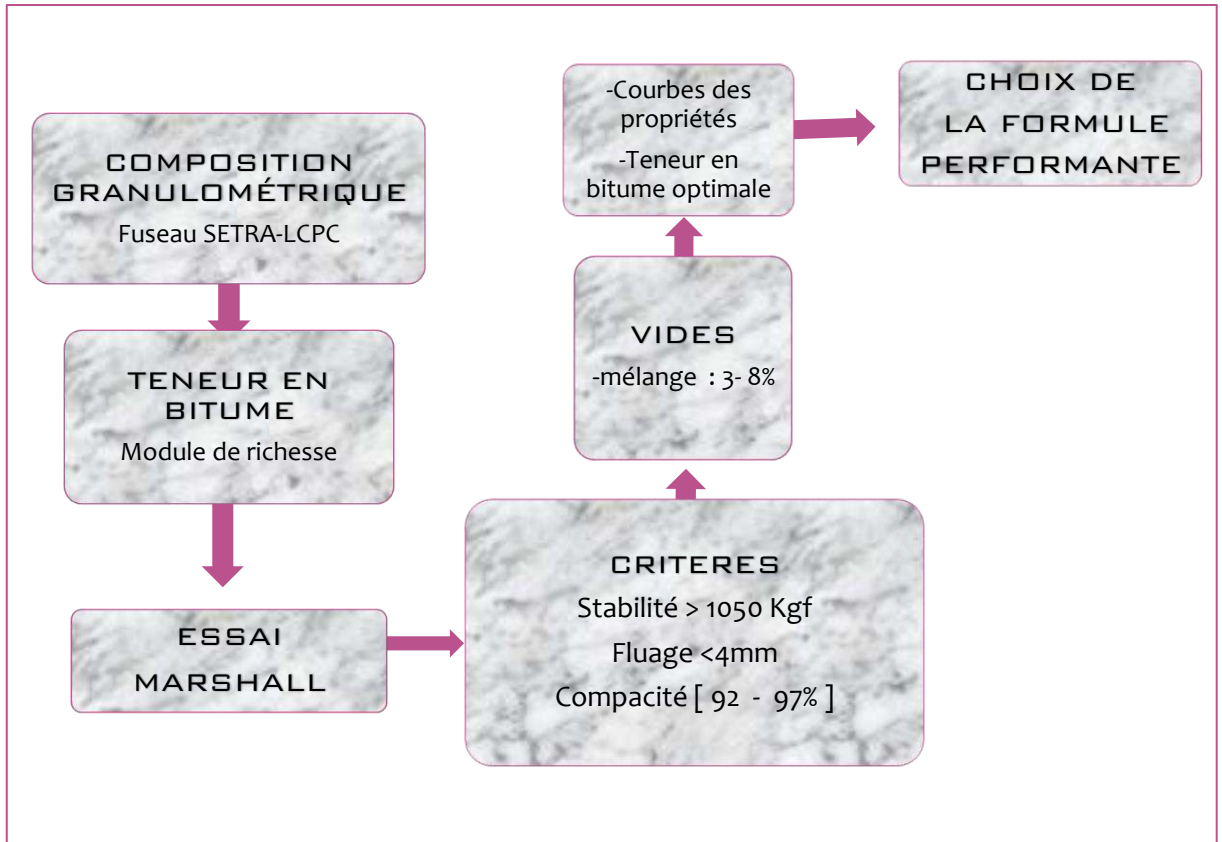


Figure V.1. Cheminement de l'étude de composition du Béton Bitumineux.

V.2.2. Formulation

Dans le chapitre précédent, nous avons présenté la granulométrie des différentes fractions (Sable 0/3, Gravier 3/8, Gravier 8/15) Roulé et Concassé, donc il nous reste que trouver la composition granulaire pour que la courbe du mélange soit incluse totalement dans le fuseau du BB 0/14. Après plusieurs tentatives nous avons trouvé que la meilleure composition pour les deux mélanges BBGC et BBGR est celle présentée dans la figure V.2. La courbe granulométrique déduite de cette composition s'insère totalement dans le fuseau de référence du béton bitumineux 0/14 figure V.3.

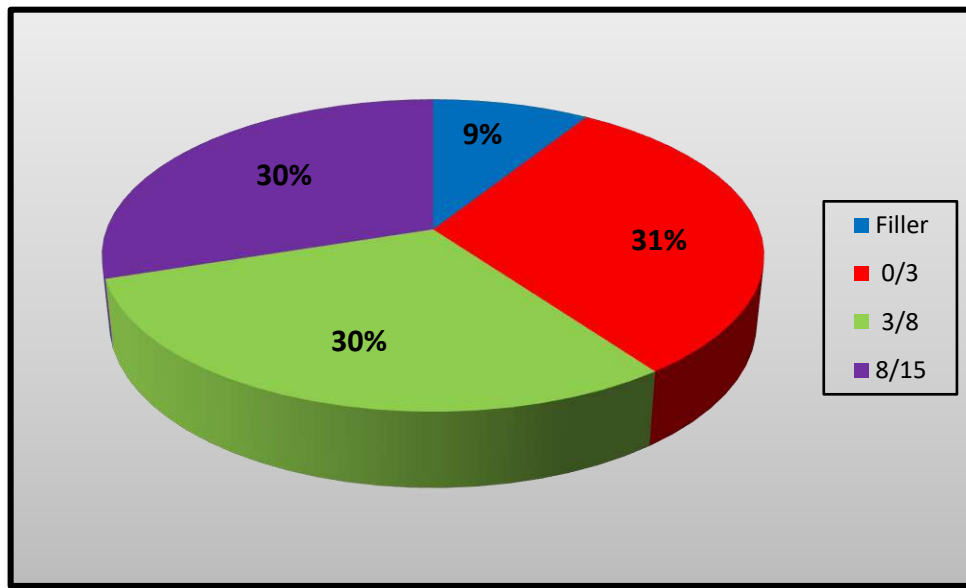


Figure V.2. Composition granulaire optimale.

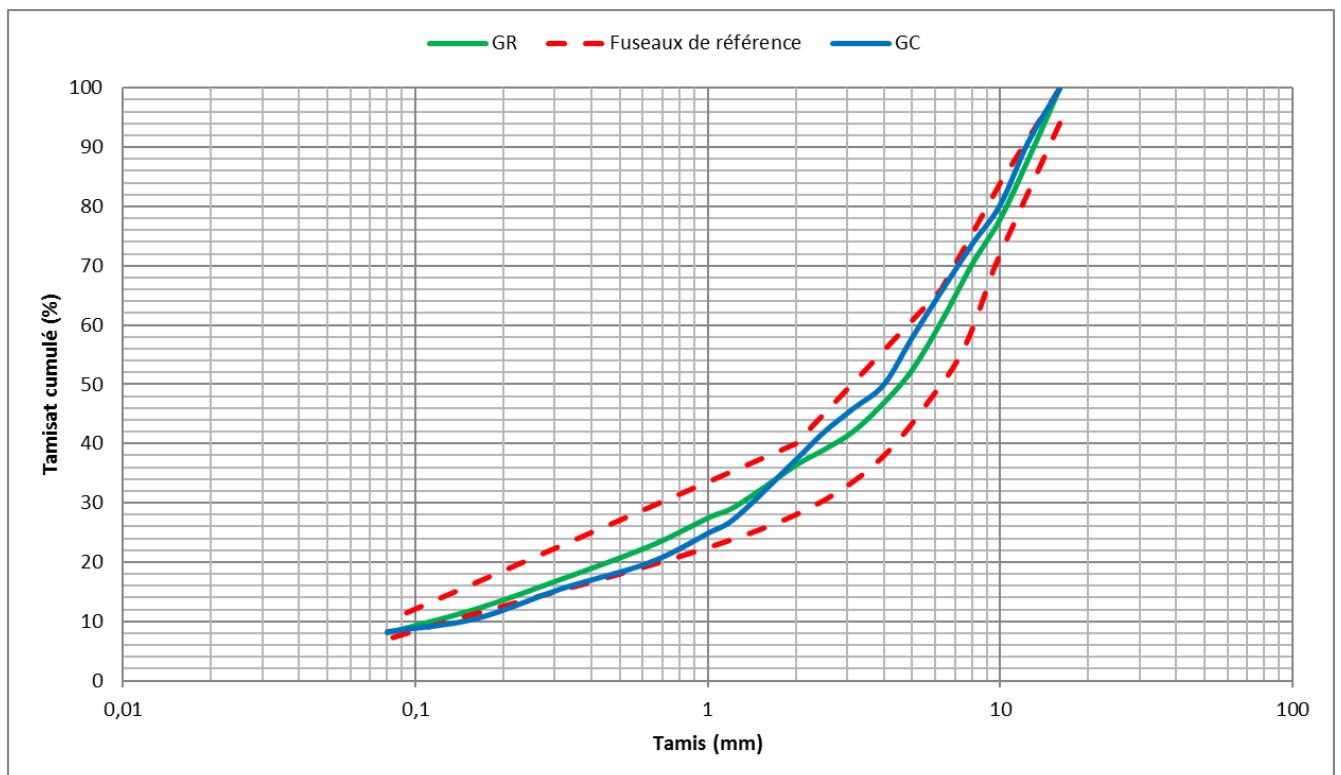


Figure V.3. Courbes du mélange granulométriques du GR et GC et fuseaux de référence.

Les teneurs en liant du béton bitumineux expérimenté sont évaluées via la formule suivante :

$$\text{TENEUR EN LIANT} = \alpha \cdot K \cdot \Sigma$$

$$\alpha = 2.65/MVR_g \quad MVR_g = P_i * \delta_i$$

MVR_g est la masse volumique réelle des granulats

P_i : Pourcentage de la fraction i.

δ_i : Poids spécifique de la fraction i.

K = module de richesse compris entre 3,3 et 3,90

Σ = Surface spécifique conventionnelle :

$$\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 150f \quad \text{avec :}$$

G : proportion des éléments supérieurs à 6,3 mm

S : proportion des éléments compris entre 6,3 et 0,250 mm

s : proportion des éléments compris entre 0,250 et 0,063 mm

f : proportion des éléments inférieurs à 0,08mm.

$$\alpha = 1,011$$



$$\Sigma = 13,77 \text{ Kg/m}^2$$

Pour les deux mélanges « GR – GC » on a trouvé presque les mêmes valeurs du coefficient α et aussi la surface spécifique Σ .

Notons que dans le tableau V.1. ci-dessous, les teneurs en liant exprimées sont relatives au poids des granulats. Les pourcentages du liant sont rapportés au poids du mélange.

Tableau V.1. Teneurs en bitume.

Module de Richesse (K)	3,50	3,60	3,70	3,80
α	1,011			
Σ (Kg/m ²)	13,77			
Teneur en liant par rapport aux granulats (%)	5.87	6.04	6.21	6,38
Teneur en liant par rapport au mélange (%)	5.54	5,69	5,85	6,00

Quatre mélanges bitumineux ont été effectués pour chaque type (Béton Bitumineux Gravier Roulé – Béton Bitumineux Gravier Concassé) (BBGR – BBGC) suivant la norme NF P 250-01 en gardant les mêmes proportions granulaires et variant la teneur en liant quatre fois afin de trouver la composition optimale pour chaque type.

Quarante éprouvettes (40) (20 BBGR – 20 BBGC) de 1200 grammes de chaque éprouvette ont été confectionnées au niveau du laboratoire LTPSud.

Quatre mélanges pour chaque type et Cinq éprouvettes pour chaque teneur en liant.



Photo .V.1. Des éprouvettes du BBGR et BBGC.

La compacité – l'épaisseur des éprouvettes – Stabilité Marshall – Fluage Marshall – Quotient Marshall ont été calculés pour chaque mélange et chaque type par le moyen des Cinq éprouvettes.

Toutes éprouvettes ont été confectionnées suivant la norme NF P 98-251-02 (Diamètre 10.16cm ; compacté par 50 coupes sur chaque côté par la dame Marshall).

V.2.2.1. L'essai Marshall

Marshall est l'un des essais de formulation et d'évaluation très connus et adoptés à travers le monde (Photo V.2). Ce test est fondamentalement utilisé dans cette étude pour évaluer les différents mélanges (BBGC et BBGR) pour chaque dosage en liant. Les paramètres considérés sont : Stabilité, fluage, compactibilité et le pourcentage des vides ou la compacité.

La stabilité et le fluage Marshall sont appliqués sur 20 éprouvettes de chaque type de mélange (05 éprouvettes de chaque dosage en liant). Toutes les éprouvettes sont émergées 30min dans l'eau à 60°C ; Puis chargés jusqu'à rupture en utilisant des plaques de chargement en acier courbé avec un diamètre à vitesse de compression constante 51mm/min.



Photo .V.2. Dispositif de l'essai Marshall.

La stabilité (KN), le fluage (mm) et aussi le rapport entre eux connu par le Quotient Marshall (MQ) « l'indicateur de la rigidité » sont déterminés. Chaque test a été répété cinq (05) fois et la valeur moyenne a été adoptée. La teneur optimale en bitume a été choisie en basant sur les mélanges ayant la stabilité maximale et le Fluage minimale ; donc un Quotient Marshall maximale.

Tous les spécimens ont été évalués selon les spécifications algériennes. Les limites de spécification pour la conception Marshall sont données dans le Tableau V.2.

Tableau V.2. Spécifications Algériennes pour l'essai Marshall.

Propriété de l'éprouvette Marshall	Spécifications
Stabilité Marshall	>10.50KN
Fluage Marshall	<4 mm
Pourcentage des vides	<8%
Compacité	>92%

V.2.2.2. Module de rigidité par traction indirecte (ITSM)

Pour analyser l'influence des deux formes d'agrégats grossiers (Arrondi - concassé) sur la rigidité de l'enrobé bitumineux la norme BS EN 12697-26 a été suivie pour déterminer le module élastique. Pour avoir ce module, l'essai a été élaboré par l'appareil Nottingham Asphalt Tester (NAT) (Photo V.3).

Le module de rigidité S_m en MPa est défini par la formule suivante :

$$S_m = \frac{F \times (\nu + 0.27)}{(z \times h)}$$

Où F est la valeur de crête de la charge verticale appliquée ; exprimé en Newton (N), z est l'amplitude de la déformation horizontale obtenue à partir l'applications de cinq (05) impulsions de charge (mm), h est l'épaisseur moyenne de l'échantillon (mm) et ν est le coefficient de Poisson (supposé 0,35). Le test a été effectué à 15 ° C d'une manière contrôlée de contrainte. La période de chargement était de 3 s et le temps de montée en charge était de 124 ms. Le dispositif dont la tête de chargement fonctionné pneumatiquement fait cinq (05) essais de chargement afin d'ajuster la valeur de la charge pour la déformation en μm sur l'échantillon. Après l'essai de chargement le dispositif détermine le chargement nécessaire, fait le chargement réel et enregistré la valeur de la charge nécessaire pour avoir une déformation de 5 μm à chaque battement. Finalement, il donnait la valeur moyenne principale et les écarts-types des cinq (05) chargement.

Pour chaque mélange (GR & GC), deux (02) éprouvettes Marshall ayant la composition optimale obtenue par Marshall ont été préparés. Chaque éprouvette a été testé de deux (02) côtés différents. Ce test a eu lieu dans le laboratoire de Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP, Alger).

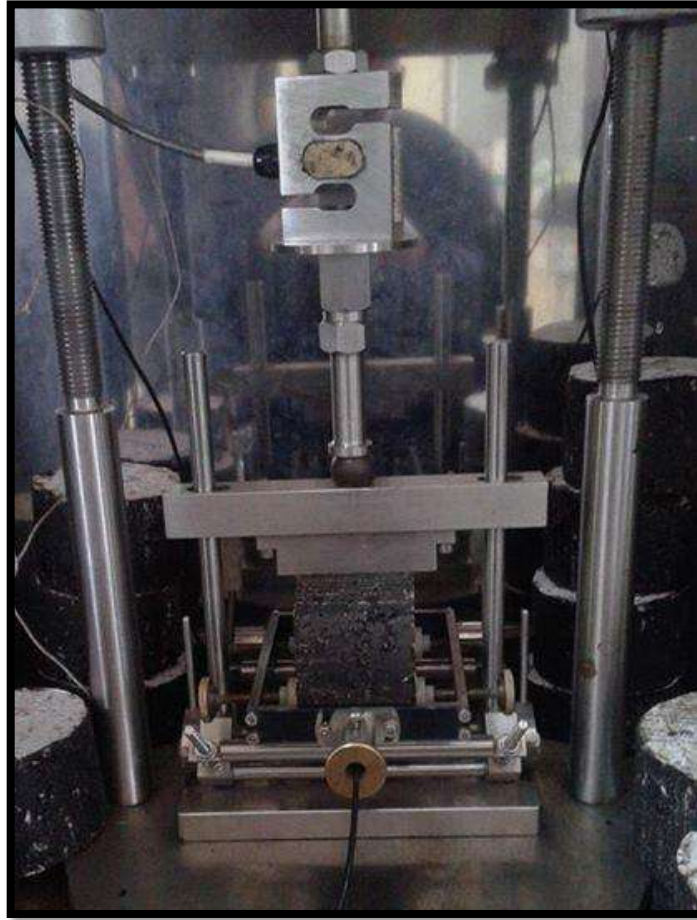


Photo .V.3. Appareil du module de rigidité par traction indirecte.

V.2.2.3. Essai de désenrobage à l'eau bouillante (Affinité Granulat-Bitume)

L'affinité granulat-bitume est l'un des principale paramètre qui influe sur la rhéologie du mélange hydrocarboné. La forme et la texture du gravier certes sont parmi les facteurs qui influent sur cette affinité. A travers l'essai de « **désenrobage à l'eau bouillante** » on va étudier et évaluer l'influence des deux types de gravier (Roulé – Concassé) sur l'affinité Granulat-Bitume.

Pour évaluer la qualité de l'adhésion (granulat – bitume), la norme NF 12697-11 décline deux méthodes subjectives (la bouteille tournante ; Méthode Statique) et troisième méthode objective et quantitative (désenrobage à l'eau bouillante) celle-là est adopté dans cette recherche a cause de sa précision par rapport ou autre méthodes.

L'affinité dans ce test est exprimée par la détermination du degré de bitume couvre et collé au agrégats après immersion dans l'eau bouillon, sous des conditions spécifiées et après un contact avec un agent chimique dont leur consommation et proportionnelle vis-à-vis de la surface dénudé et exposé.

La surface désenrobée sera déterminée on se référant en courbe d'étalonnage établie selon un mode opératoire particulier. Les agents chimiques utilisés pour la minéralogie calcareuse – comme présent notre cas- sont l'acide HCL et l'hydroxyde de sodium NaOH.

Cette méthode était appliquée sur les deux mélanges (BBGR – BBGC) dont 200g d'agrégat et 3.6g de bitume pour chaque mélange.

Les principales étapes qu'on a suivi pour déterminer la susceptibilité au désenrobage de chaque type de granulat « GR et GC » sont sommairement cité :

- 1- On prépare 06 mélanges de 200g chacun tels que repris au tableau V.3. pour établir le courbe d'étalonnage pour chaque type de gravier (Photo V.4 et V.5)

Tableau V.3. Les 06 mélanges à préparer pour réaliser le courbe d'étalonnage.

Mélange	Masse de Pierre non enrobées (nues) (g)	Masse de l'enrobé (g)	Pourcentage de désenrobage correspondant (%)
01	0	200 ($\pm 0,25$)	0
02	20 ($\pm 0,25$)	180 ($\pm 0,25$)	10
03	40 ($\pm 0,25$)	160 ($\pm 0,25$)	20
04	60 ($\pm 0,25$)	140 ($\pm 0,25$)	30
05	100 ($\pm 0,25$)	100 ($\pm 0,25$)	50
06	200 ($\pm 0,5$)	0	100

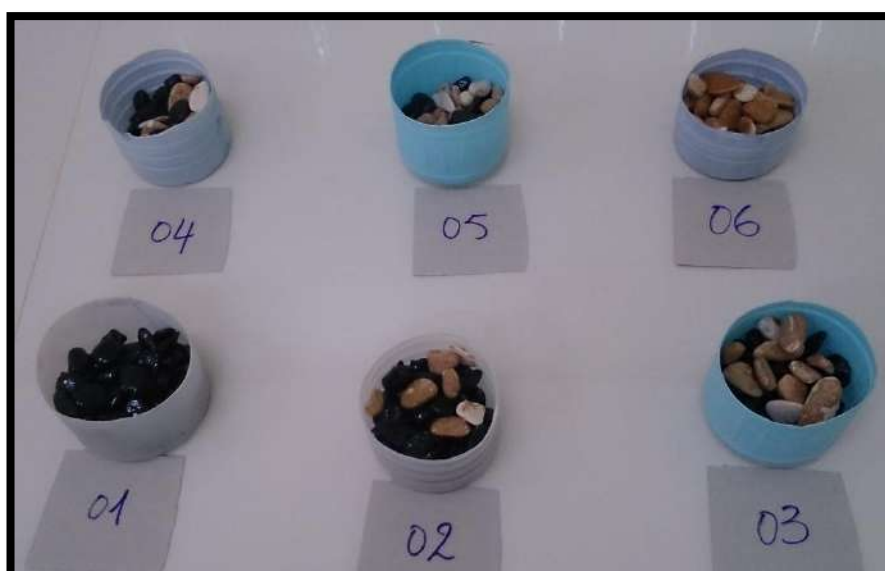


Photo V.4. Les 06 Mélanges du GR de l'essai de désenrobage.



Photo V.5. Les 06 Mélanges du GC de l'essai de désenrobage.
Pour les granulats calcaires comme notre cas, procéder comme suit :

- 2- Mettre chaque mélange de 200 g décrit dans le Tableau V.3. en contact pendant 5 min avec 200g d'acide chlorhydrique 0,1 N dans un bécher en verre de 800 ml (Photo V.6). Homogénéiser la solution au début et après 2,5 minutes par quelques rotations du bécher ;

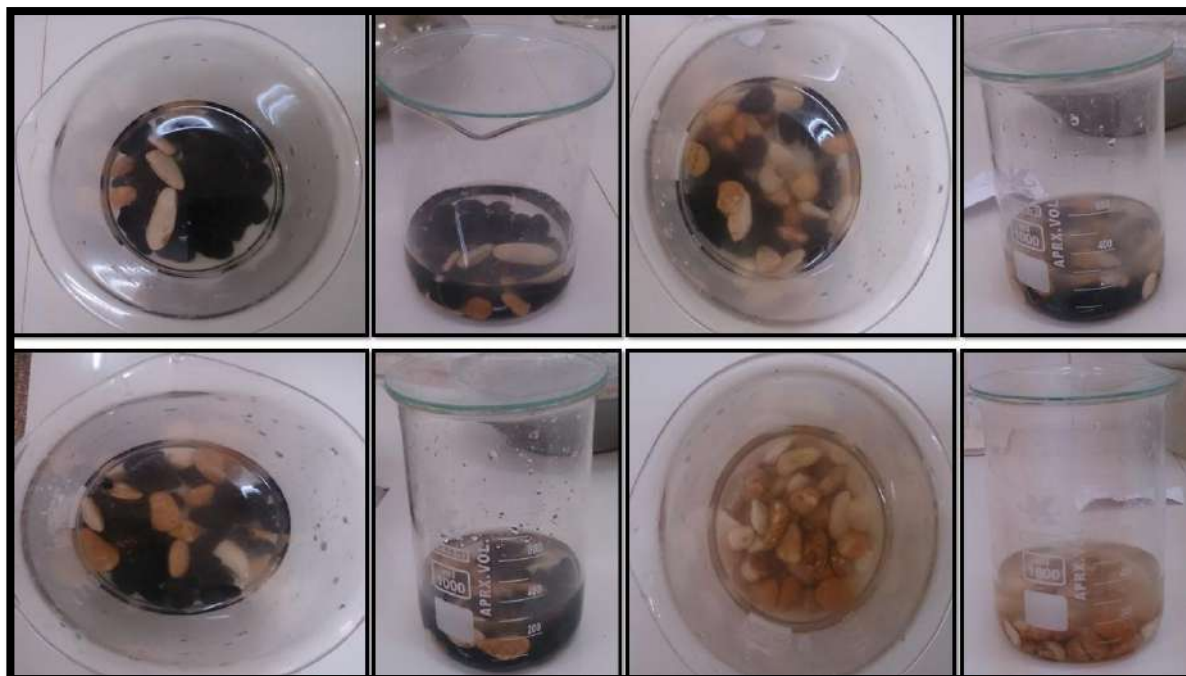


Photo V.6. Mélanges GC et GC émergés dans l'acide chlorhydrique.

- 3- Après que le temps de contact s'est écoulé, homogénéiser et séparer l'acide chlorhydrique des granulats en versant doucement la solution dans une éprouvette cylindrique (graduée) de 250 ml. Titrer à l'aide d'hydroxyde de sodium 0,1 N en présence de phénolphtaléine sur une partie aliquote de 25 ml prélevée à la pipette dans la moitié supérieure (Photo V.7). Répéter le titrage sur une deuxième partie aliquote de 25 ml. Déterminer X le volume moyen en ml de NaOH 0,1 N requis pour le titrage.



Photo V.7. Opération du titrage de l'acide Chlorhydrique par l'Hydroxyde de Sodium.

- 4- Mesure du taux de désenrobage :

Dans un bécher en verre de 800 ml, on place le dispositif support en l'accrochant au bord du récipient, on emplit le bécher avec 600 ml d'eau déminéralisée et on port celle-ci à l'ébullition sur une plaque chauffante. M1=200 g de pierres à tester enrobées par le bitume (BBGR et BBGC) (Photo V.8). Dès que l'eau du bécher est en ébullition, on verse les 200 g de pierres enrobées sur le dispositif support suspendu dans le bécher. On laisse agir dans l'eau bouillante pendant 10min (Photo V.9). après ce laps de temps, on verse les pierres sur un tamis de 7mm pour s'égoutter et se refroidir. Ensuite on pèse M2 (la masse des pierres désenrobées)



Photo V.8. Mélanges 100% enrobés BBGC et BBGC.



Photo V.9. Désenrobage du Mélange 100% enrobé par l'eau bouillante.

5- On soumette la masse M2 (le mélange désenrobé) dans un bécher rempli par l'acide Chlorhydrique et on poursuit la manipulation selon (2 et 3) (Photo V.6 et V.7) ; soit Y le volume moyen en ml nécessaire à la neutralisation.

6- Détermination de la courbe de calibrage ou d'étalonnage :

r : est le facteur d'équivalence (acide/base), dont :

$$r=25/X_0$$

X_0 c'est la valeur moyenne des trois titration de 25ml d'acide Chlorhydrique par l'Hydroxyde de Sodium

Calculer les volumes d'acide consommé comme suit :

$$\text{Acide Consommé (AC)} = 25 - r \cdot X$$

X le volume moyen en ml d'Hydroxyde de Sodium NaOH requis pour le titrage (voire la troisième 03 étapes).

Tracer les valeurs sur un graphique représentant le volume d'acide consommé en fonction du pourcentage de granulats non enrobés dans le mélange soumis à l'essai (Figure V.4. illustre un exemple de courbe de calibrage).

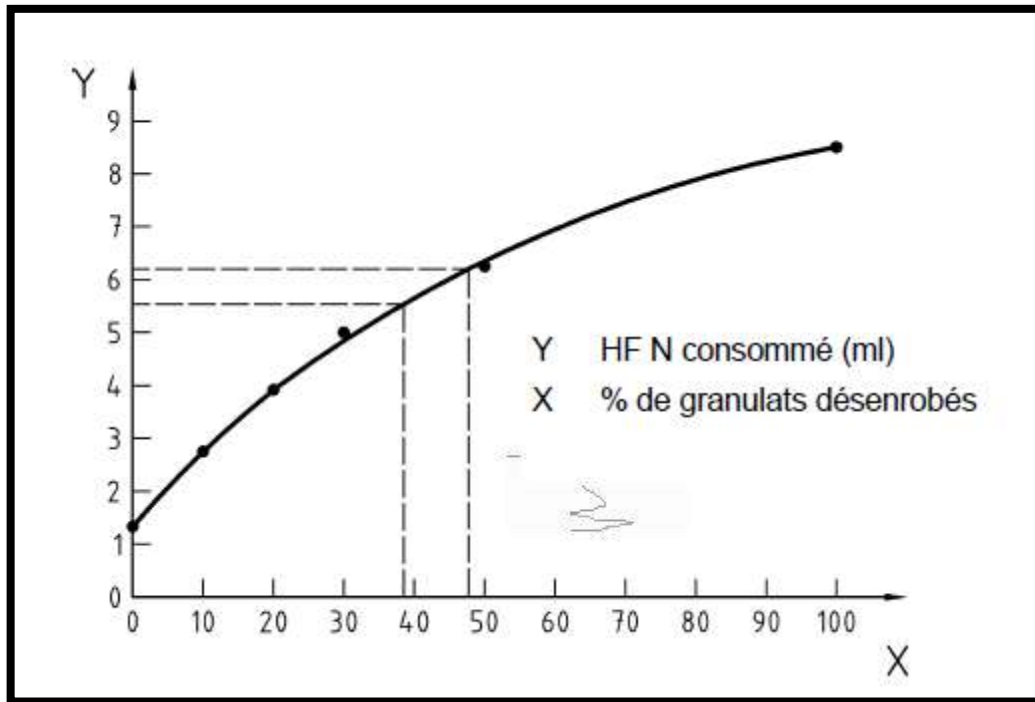


Figure V.4. Exemple de courbe d'étalonnage ou de calibrage.

7- Calcul le degré de désenrobage :

Pour l'essai de désenrobage, calculer le volume d'acide consommé, A_c , à partir de la formule suivante :

$$AC = 25,0 - \left(1 + \frac{M2 - M1}{200}\right) \times r \times Y$$

D'où :

$M1$: masse des granulats enrobés (en gramme) ;

$M2$: masse des granulats enrobés mouillés (en grammes) après les essais ;

r :facteur d'équivalence acide/base (voire partie 06) ;

Y :volume moyen de NaOH requis pour neutraliser la portion de 25 ml d'acide dans l'essai de désenrobage (en millilitres) (voire la partie 5).

$1 + (M2 - M1)/200$ est un facteur de correction pour la dilution par l'eau restant sur les granulats après les essais.

8- Tracer la valeur AC sur la courbe de calibrage et lire le pourcentage correspondant de granulats désenrobés. Cette valeur représente le pourcentage de désenrobage. le degré d'enrobage de bitume selon : $100 - \text{pourcentage de désenrobage}$.

V.2.3. Résultats et discussions

V.2.3.1. Résultats d’essai Marshall

Un total de 40 éprouvettes Marshall ont été confectionnés pour étudier le comportement mécanique des deux mélanges (BBGR –BBGC) et pour déterminé la teneur en liant optimale.

Comme présent l’évolution de l’épaisseur et la compacité dans les graphes (figures V.5 et V.6) ; contrairement au gravier concassé GC c’est clair que l’utilisation du GR à augmenter l’ouvrabilité et amélioré l’opération de compactage, Ainsi, le même ce qui concerne la compacité les photos V.10 et V.11 présent une illustration réelle de l’influence des granulats roulé ou concassé sur l’aspect extérieur des éprouvettes (BBGR et BBGC).

Les plus minces épaisseurs et les mieux compactés ont été obtenus à une teneur de 6,21% de bitume pour le mélange GR et à 6,38% de bitume pour le GC.

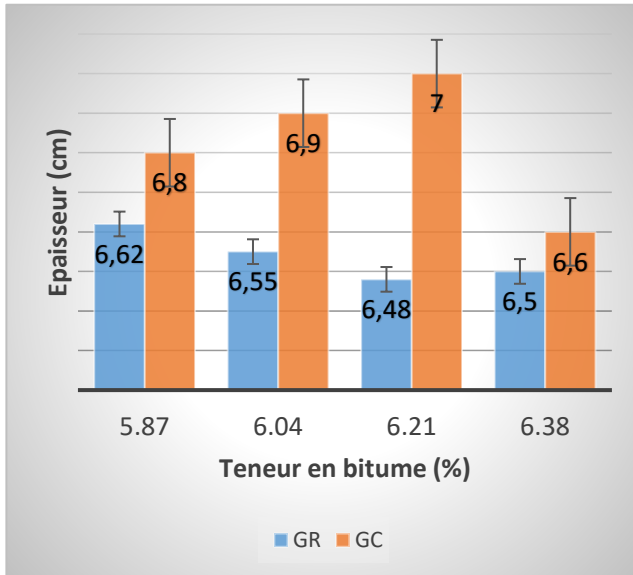


Figure V.5. Variation de l’épaisseur en fonction de la teneur en bitume.

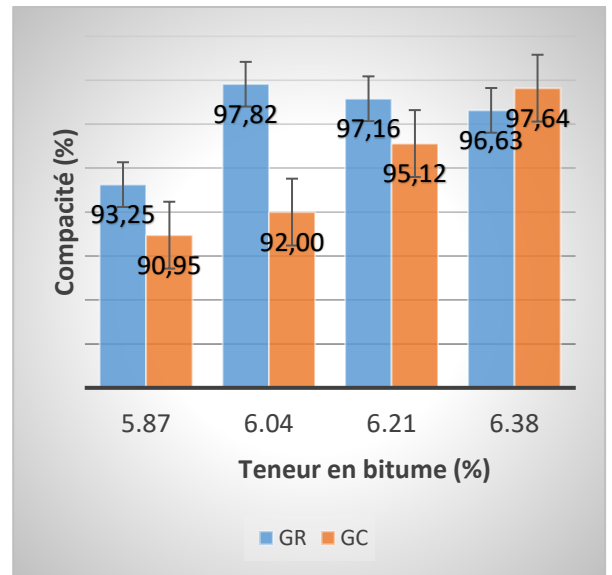


Figure V.6. Variation de la compacité en fonction de la teneur en bitume.



Photo V.10. Épaisseurs des éprouvettes BBGR et BBGC en (cm).

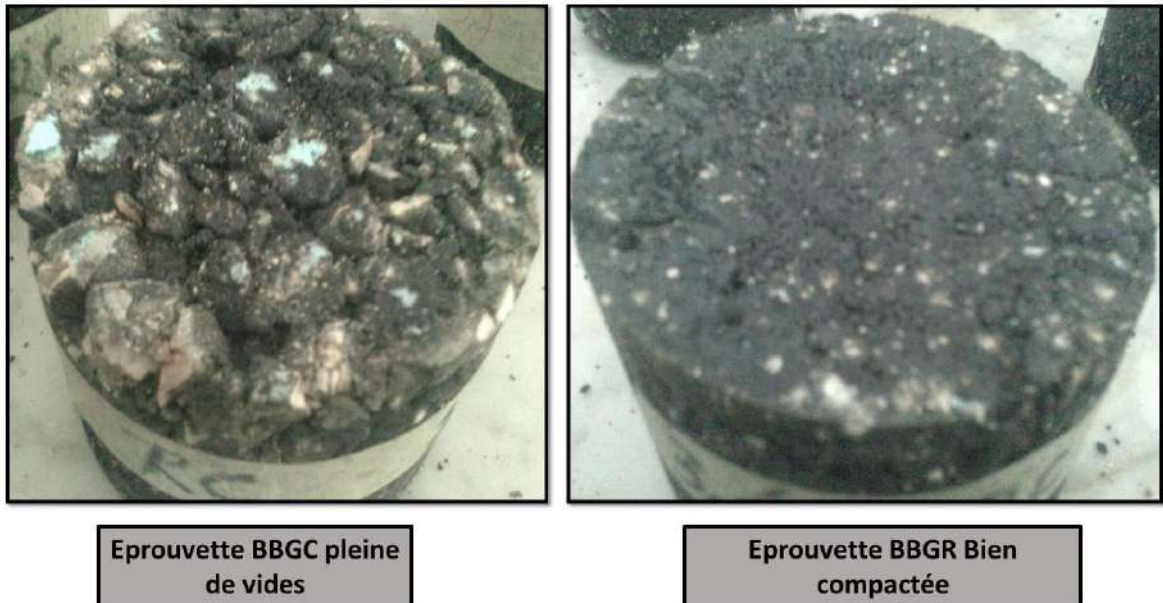


Photo V.11. Éprouvettes BBGR et BBGC.

D'après les graphiques suivant (Figure V.7 et V.8) qui présente l'évolution des paramètres de Marshall (Stabilité et fluage) en fonction des teneur en liant. nous notons que BBGC est plus stable que BBGR, contrairement aux résultats du fluage dont les plus faibles valeurs ont été obtenues sur les éprouvettes BBGR. Les plus fortes stabilités et les plus bas fluages ont été obtenus à 6,21% de teneur en bitume dans le cas de GR et à 6,38% dans le cas de GC.

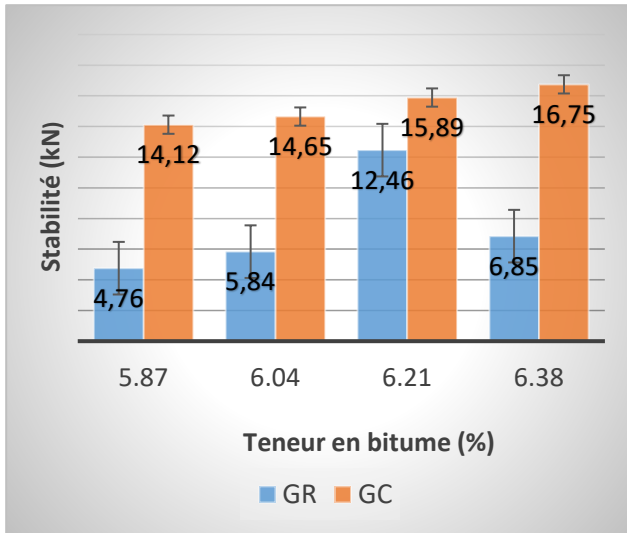


Figure V.7. Variation de la stabilité Marshall en fonction de la teneur en bitume.

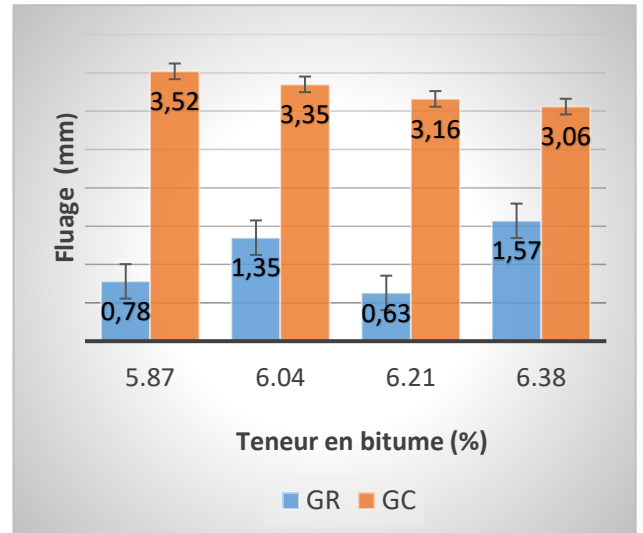


Figure V.8. Variation du Fluage Marshall en fonction de la teneur en bitume.

Comme le quotient de Marshall (MQ) est le rapport de la Stabilité au Fluage, donc les plus haut (MQ) ont été également seront obtenus sur les éprouvettes de 6,21% et 6,38% teneur en liant respectivement dans les éprouvettes BBGR et BBGC le graphe de la figure V.9 confirme les attentes .

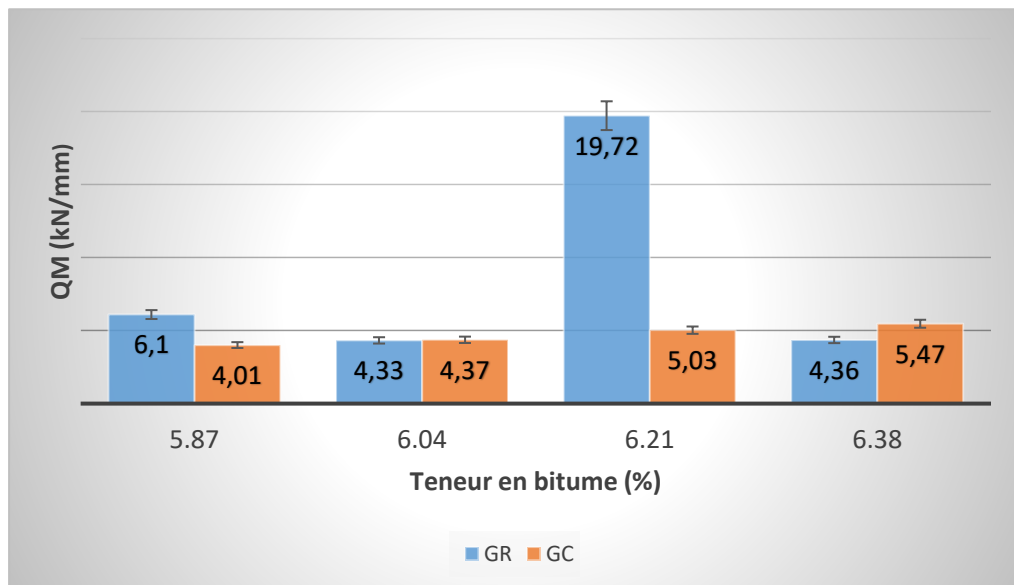


Figure V.9. Variation du Quotient Marshall en fonction de la teneur en bitume.

La photo V.12 présente un exemple de résultats Marshall (épaisseur, Stabilité, Fluage et Quotient) Obtenus sur deux éprouvettes l'une est BBGR d'une teneur en liant de 6,21% et l'autre est BBGC avec une teneur en liant de 6,38%.

Photo V.12. Résultats Marshall de deux éprouvettes BBGR et BBGC.



Le tableau V.4. englobe les résultats Marshall obtenus sur les deux types de mélange en fonction des quatre teneur en liant (5,87 – 6,04 – 6,21 – 6,38).

Tableau V.4. Résultats du test de stabilité et fluage Marshall.

	BBGR				BBGC			
	5.87	6.04	6.21	6.38	5.87	6.04	6.21	6.38
Teneur en Bitume %	5.87	6.04	6.21	6.38	5.87	6.04	6.21	6.38
Épaisseur (cm)	6.62	6.55	6.48	6.50	6.80	6.90	7.00	6.60
Compacité %	93.25	97.82	97.16	96.63	90.95	92.00	95.12	97.64
Stabilité (kN)	4.76	5.84	12.46	6.85	14.12	14.65	15.89	16.75
Fluage (mm)	0.78	1.35	0.63	1.57	3.52	3.35	3.16	3.06
QM (kN/mm)	6,1	4,33	19,72	4,36	4,01	4,37	5,03	5,47

En raison de ces résultats portés sur le tableau V.4, nous concluons que les teneurs en liant optimales des mélanges BBGR et BBGC sont respectivement de 6,21% et 6,38% (colonnes vertes au tableau V.4) . Cela peut s'expliquer par l'élargissement de la surface spécifique des agrégats (surface concassé > surface roulée).

Comme la surface spécifique du GC est plus grande que celle du GR, donc le GC nécessite plus de bitume pour que sa surface sera totalement enrobée (Topal, et al., 2005).

V.2.3.2. Module de rigidité par traction indirecte (ITSM)

Deux éprouvettes à teneurs optimales optimaux ont été préparées de chaque types de mélange (Deux éprouvettes de 6,21% TL BBGR – Deux éprouvettes de 6,38% TL BBGC) sont soumises au test de module de rigidité par traction indirecte à 15°C selon la Norme **NF EN 12697-26**. Les résultats moyennes du module de rigidité obtenus à partir des deux types de mélanges sont présentés sur la figure V.10. Chaque valeur a été obtenue à partir de deux spécimens. C'est notable que BBGC a un module de rigidité légèrement supérieur à celui de BBGR. Donc, c'est possible de conclure que les plus hautes stabilités obtenues sur les spécimens du BBGC par l'essai Marshall ont été confirmées par le test de la traction indirecte (ITSM). Comme résultats on peut dire que lorsqu'une résistance élevée au cisaillement est requise, les granulats concassés GC sont recommandés (Topal, et al., 2005).

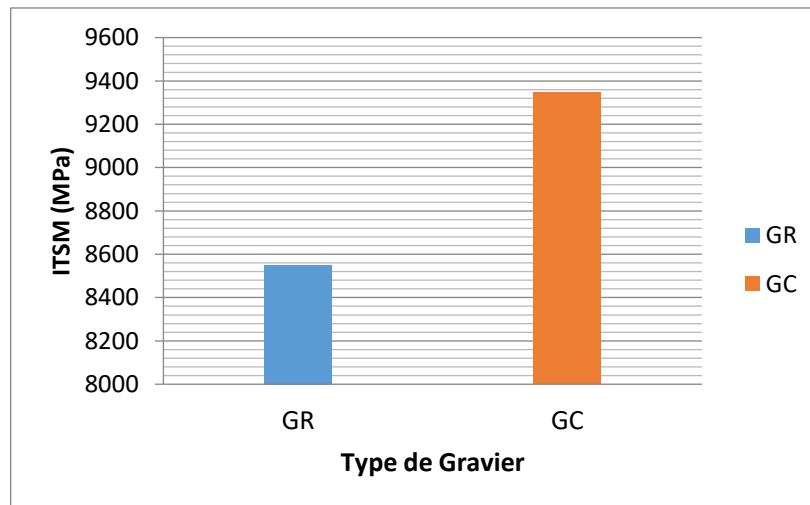


Figure V.10. Modules de Rigidité ITSM des mélanges BBGR et BBGC.

Les figures V.11 et V.12 représentent les graphes et Tableaux des comportement des éprouvettes BBGR et BBGC sous un chargement sinusoïdal pendant la durée d'essai.

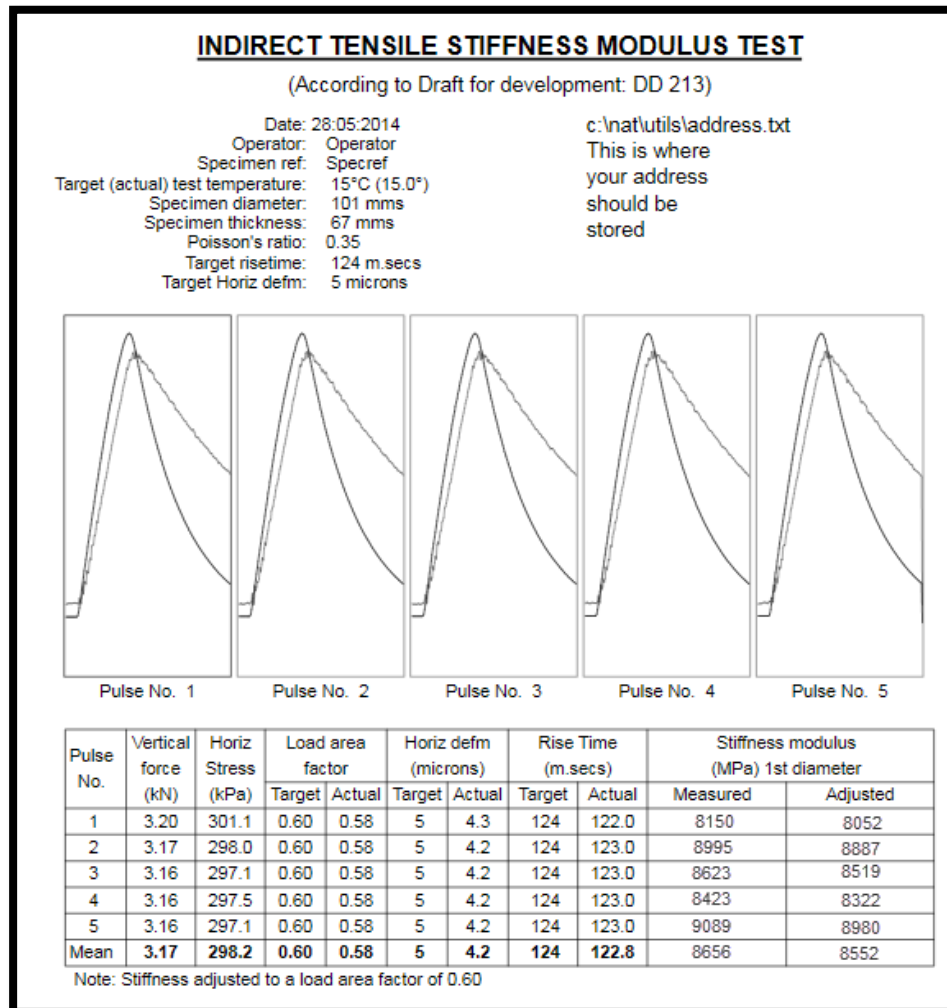


Figure V.11. Extrait des résultats d'essai ITSM sur une éprouvette BBGR.

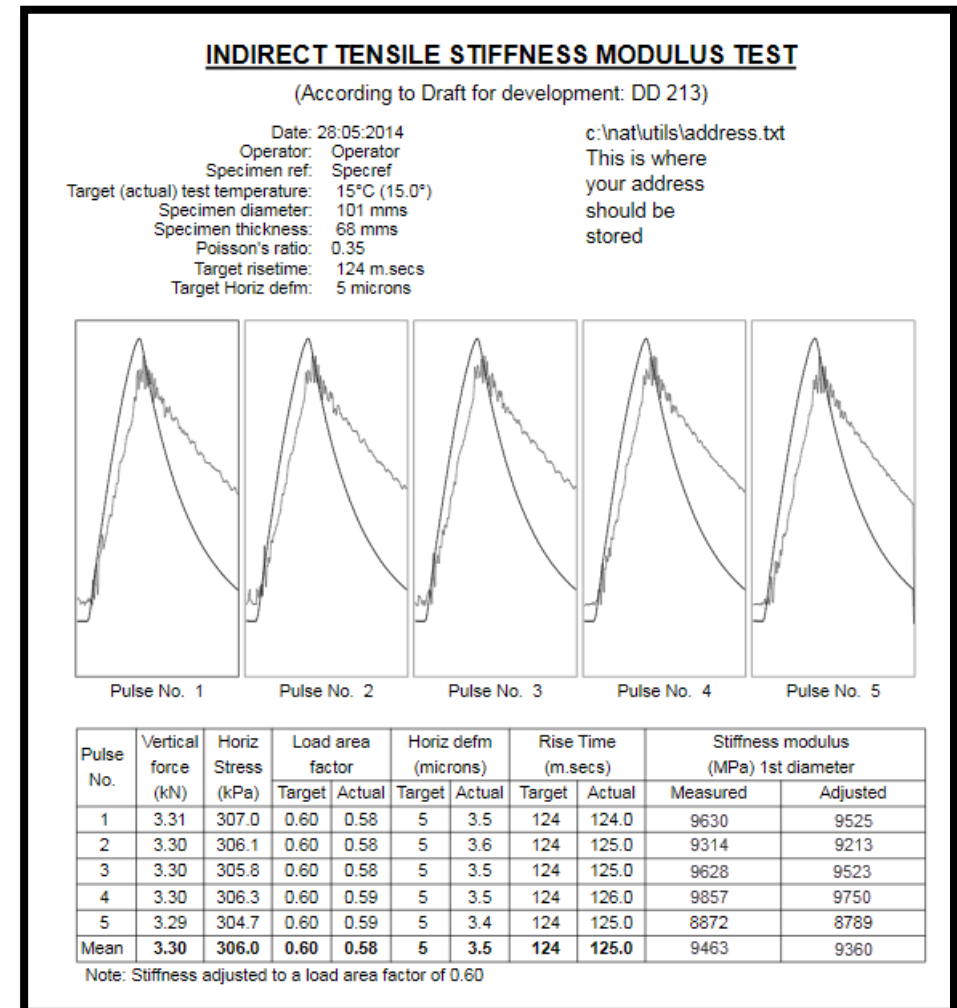


Figure V.12. Extrait des résultats d'essai ITSM sur une éprouvette BBGC.

V.2.3.3. L'essai de désenrobage à l'eau bouillante (L'affinité Granulat-Bitume)

Selon la norme EN 12697-11, un mode d'exécution particulier a été suivi pour obtenir les courbes d'étalonnage de (GR & GC). Ensuite, le test de désenrobage à l'eau bouillante est appliqué sur les deux mélanges ; chacun d'eux est composé de 200g de granulats et 3,6 g de bitume.

1- Détermination du courbe de calibrage ou d'étalonnage :

a) Le Facteur d'équivalence « r » (acide/base) est calculé dans le tableau V.5, dont :

Tableau V.5. Facteur d'équivalence « r » (acide/base).

Xi (ml)	X ₁ =23	X ₂ =23	X ₃ =20,5
X ₀ (ml)	22,17		
r=25/X ₀ .	1,13		

X₀ c'est la valeur moyenne des trois titration de 25ml d'acide Chlorhydrique par l'Hydroxyde de Sodium

b) Les volumes d'acide consommé (AC) des 06 mélanges pour établir le courbe d'étalonnage des deux type de gravier GR et GC (Tableau V.6 et V.7):

Tableau V.6. Volumes (AC) des 06 mélanges pour gravier GR.

	Nombre du mélange	01	02	03	04	05	06
L'Axe des Abscisses (X)	Gravier non enrobé (%)	0	10	20	30	50	100
	X (ml)	19	14,75	11	10,25	6,75	3,9
L'Axe des Ordonnés (Y)	AC= (25-r*X) (ml)	3,57	8,36	12,59	13,44	17,39	20,60

Tableau V.7. Volumes (AC) des 06 mélanges pour gravier GC.

	Nombre du mélange	01	02	03	04	05	06
L'Axe des Abscisses (X)	Gravier non enrobé (%)	0	10	20	30	50	100
	X (ml)	20,75	14	9,25	8	6	3,5
L'Axe des Ordonnés (Y)	AC= (25-r*X) (ml)	1,60	9,21	14,57	15,98	18,23	21,05

Les valeurs des Tableaux V.6 et V.7 ; nous permettras de tracer les courbes de calibrage comme illustre la figure V.13.

2- Le degré de désenrobage :

D’abord on calcule les Volumes d’acide consommés AC pour les deux types de gravier selon la formule au-dessous ; les valeurs trouver sont des ordonnés dans les courbes d’étalonnages leurs abscisses seront le taux de désenrobage des deux types GR et GC. Le tableau V.8 regroupe les résultats. Le graphe (Figure V.13) présent les courbes d’étalonnages et les taux de désenrobage.

$$AC = 25,0 - \left(1 + \frac{M2 - M1}{200}\right) \times r \times Y$$

Tableau V.8. Résultats de l’essai de désenrobage sur les mélanges GR et GC.

	GR			GC		
M1 (g)	200,3			200,1		
M2 (g)	203			203		
Yi (ml)	17,8	17,5	16,5	15	15,3	15,5
Y (ml)	17,27			15,27		
Ac (ml)	5,26			7,53		
Désenrobage %	3,5			7,5		

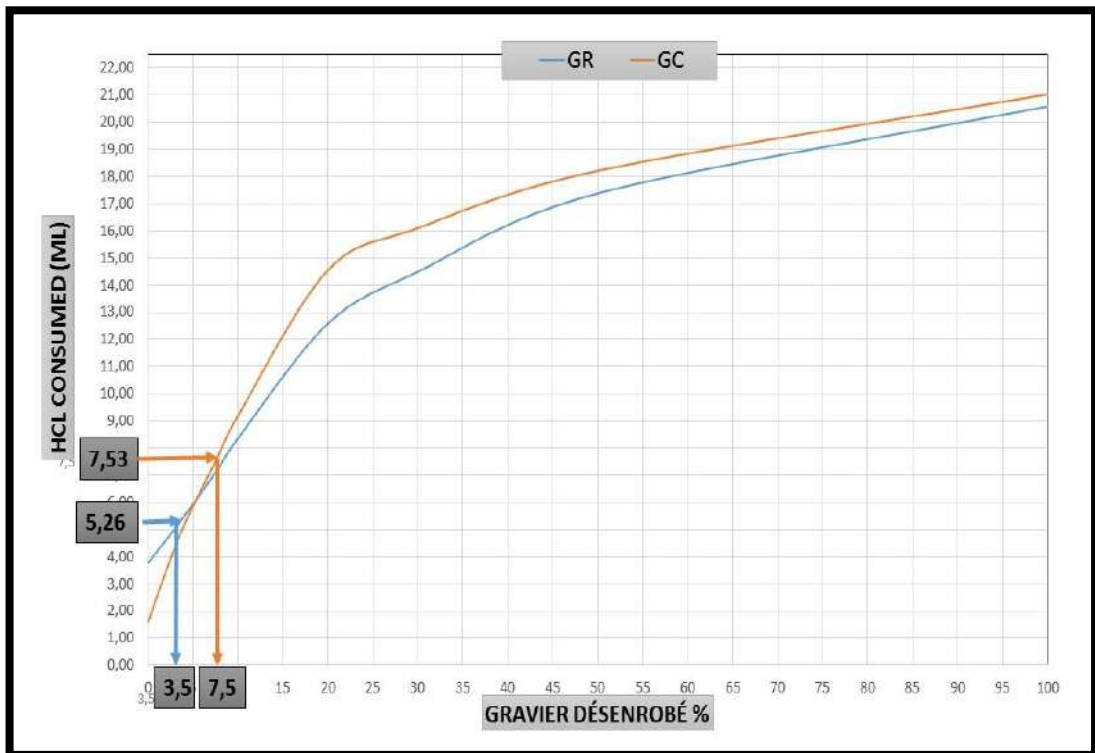


Figure V.13. Pourcentage des agrégats désenrobés selon la courbe d’étalonnage.

Comme il est connu ; les agrégats calcareux ont une bonne capacité d'adhérence (Glanville, 1962). C'est la raison que les taux de désenrobage obtenue sur les deux tests sont globalement faible et non congédiable (Désenrobage inférieur à 10%).

Pour le même poids, GC a une surface spécifique plus grand que celle du GR. Donc elle nécessite plus de bitume que ce qu'il demande le gravier GR pour couvrir la totalité de sa surface (Topal, et al., 2005). Dans notre cas, nous avons utilisé les même quantités dans les deux types d'agrégats (200 g d'agrégat - 3,6 g de bitume). Donc, le GR était bien couvert que le GC. Ainsi, le GC est le plus susceptible au désenrobage (Photo V.13).



Photo V.13. Résultats du désenrobage sur le GR et GC.

Partie 1 : Béton hydraulique

V.3. PARTIE 2 : MELANGE HYDRAULIQUE

V.3.1. Définition

L'étude de la composition d'un béton hydraulique consiste à définir le mélange optimal des différents composants du béton (granulat, eau, ciment) afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées (résistance, consistance). On notera qu'une étude de composition de béton doit toujours être contrôlée expérimentalement.

Il existe plusieurs méthodes de formulation de béton ; la diversité des méthodes existant dans le monde montre bien que la formulation des mélanges a été longtemps plus « un art qu'une science » (Boukli, 2010). On a recours, dans ce cas aux méthodes de détermination des proportions des différents composants où on trouve soit :

- Les méthodes semi-empiriques (Faury, Bolomey, Vallette).
- Les méthodes graphiques (Joisel, Dreux-gorisse).

La méthode de formulation théorique choisie pour cette étude est la **méthode Dreux-Gorisse**.

Cette méthode consiste à rechercher conjointement la résistance à la compression et l'ouvrabilité désirée à partir des données de base essentielles pour la formulation du béton telles que la dimension des granulats (D). La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges. Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton. Il faut déterminer au préalable le rapport E/C, C et E, le mélange optimal à minimum de vides, la compacité du béton et les masses des granulats (Boufedah, 2011).

Généralement les formulations basés sur la méthode de Dreux-Gorisse peuvent être résumées en dix étapes comme montre du figure V.14 :

:

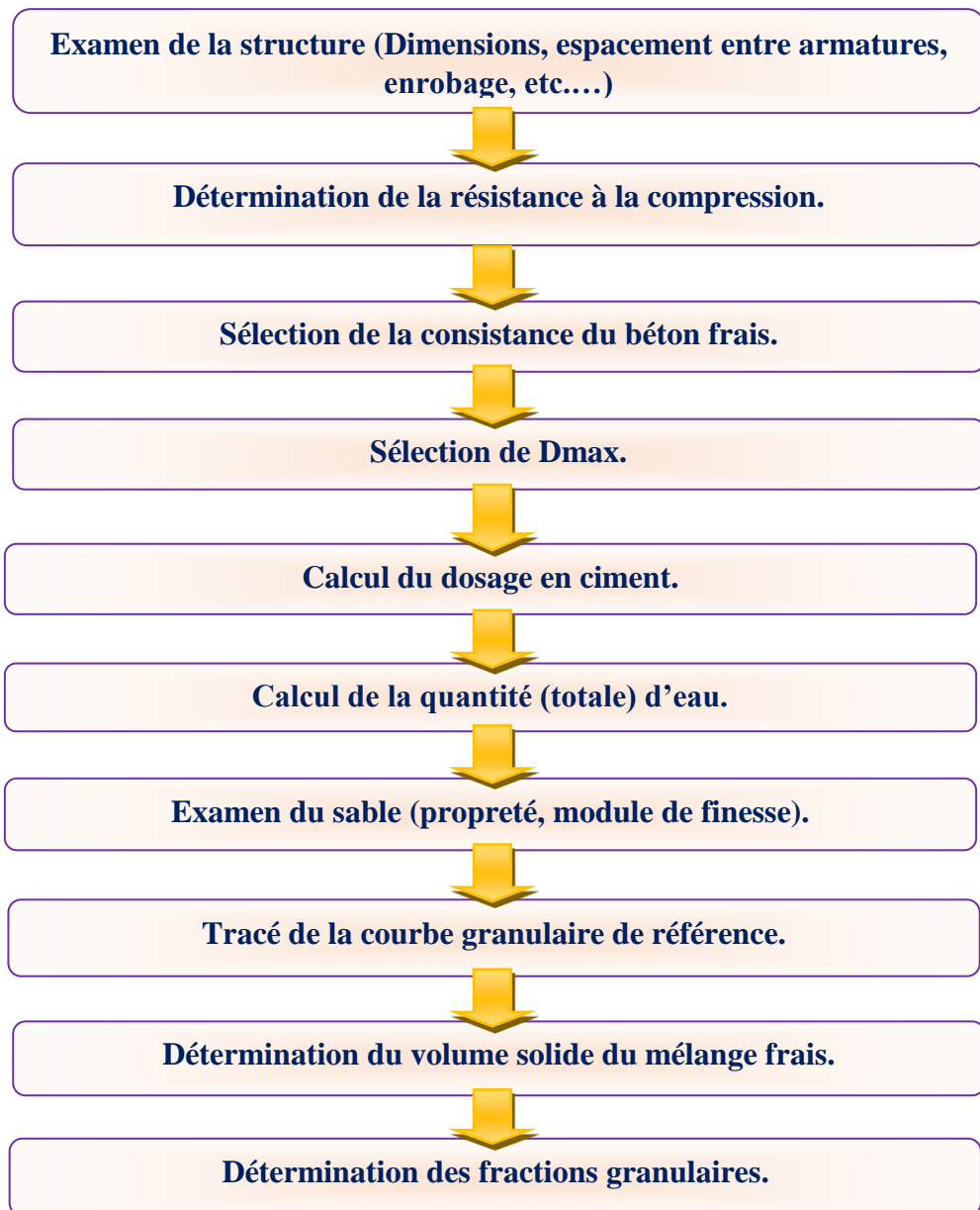


Figure V.14. Etapes principales étapes d'une formulation par la méthode Dreux Gorisse.

V.3.2. Formulation

Pour les mélanges de béton de cette étude, les éléments de base adoptés sont exprimés dans le tableau V.9.

Tableau V.9. Critères et données de base pour la formulation.

Critères	Valeur
Dimension maximale des granulats	Dmax = 20 mm
Ouvrabilité de consistance	Plastique
	Aff=8 cm
Dosage en ciment	C = 350 kg/ m³
Rapport E/C	E/C = 0.45
Résistance caractéristique demandée à 28 jours	f_{c28}=30 Mpa

Tableau V.10. Masses volumique des composantes.

Constituant	Densité
Ciment	C = 3.1
Gravier GR et GC 3/8	δ(3/8) = 2.62
Gravier GR et GC 8/15	δ(8/15) = 2.62
Sable	δ(Sable) =2.60

Détermination du dosage en eau

Le rapport **E/C = 0.45** \Rightarrow **E = 350×0.45= 158 kg/ m³**.

Détermination des coordonnées des points A et B pour les deux types « GR – GC »

Le point **B** correspond à l'ordonnée **Y_B = 100%** et **X_B = Dmax = 20 mm**.

Le point **A** est défini comme ce qui suit :

$$X_A = D/2 \Rightarrow X_A = 10$$

$$Y_A = 50 - \sqrt{D} + K'. \text{ (Ammeri, 2009)}$$

Où: **K' = K + K_p + K_s** avec:

K: est un coefficient donné par le tableau V.11. (en fonction de dosage en ciment ,la vibration, forme du granulat (roulé ou concassé));

K_s: correction supplémentaire fonction de la granularité du sable. **K_s = (6×M_f - 15)**

K_p: (correction supplémentaire si le béton est pompable). (Rhahla, 2007)

Tableau V.11. K, en fonction de la forme, du mode de vibration et du dosage en ciment.

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en Ciment	400+Fluid	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	+2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

Dans le tableau V.12. en présente les valeurs des coefficients K, ainsi les ordonné Y calculer par la formule $Y_A = 50 - \sqrt{D} + K'$.

Tableau V.12. Valeurs des coefficients K et l'ordonné Y pour chaque type.

	GR	GC
K	0	+2
K_s	-1.2	-1.2
K_p	-	-
K'	-1.2	+0.8
Y_A	44.32	46.32

Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériaux

Pour déterminer les pourcentages en volumes absolus de granulats permettant la confection d'un mélange à minimum de vide il est nécessaire de tracer comme indiqué sur les **Figure V.15 et V.16** des droites reliant deux à deux les courbes granulométriques des matériaux du mélange. Ces droites sont définies par 5 % de refus pour le matériau à faible granularité et par 5 % de passant pour le matériau à forte granularité. L'intersection des droites ainsi tracées avec la droite brisée de Dreux (OAB) « leurs coordonnées sont affichés dans le **tableau V.13** » permet, par prolongement sur l'axe des ordonnées, de déterminer les pourcentages en volumes absolus de chaque matériau. Ces pourcentages doivent permettre l'obtention d'un mélange dont la courbe granulométrique est proche de la droite brisée de Dreux.

Tableau V.13. Valeurs des coefficients K et l'ordonné Y pour chaque type.

Type de gravier Coordonnés du (OAB)	GR		GC	
	X	Y	X	Y
O	0,08	0,08	0,08	0,08
A	10	44,32	10	46,32
B	20	100	20	100

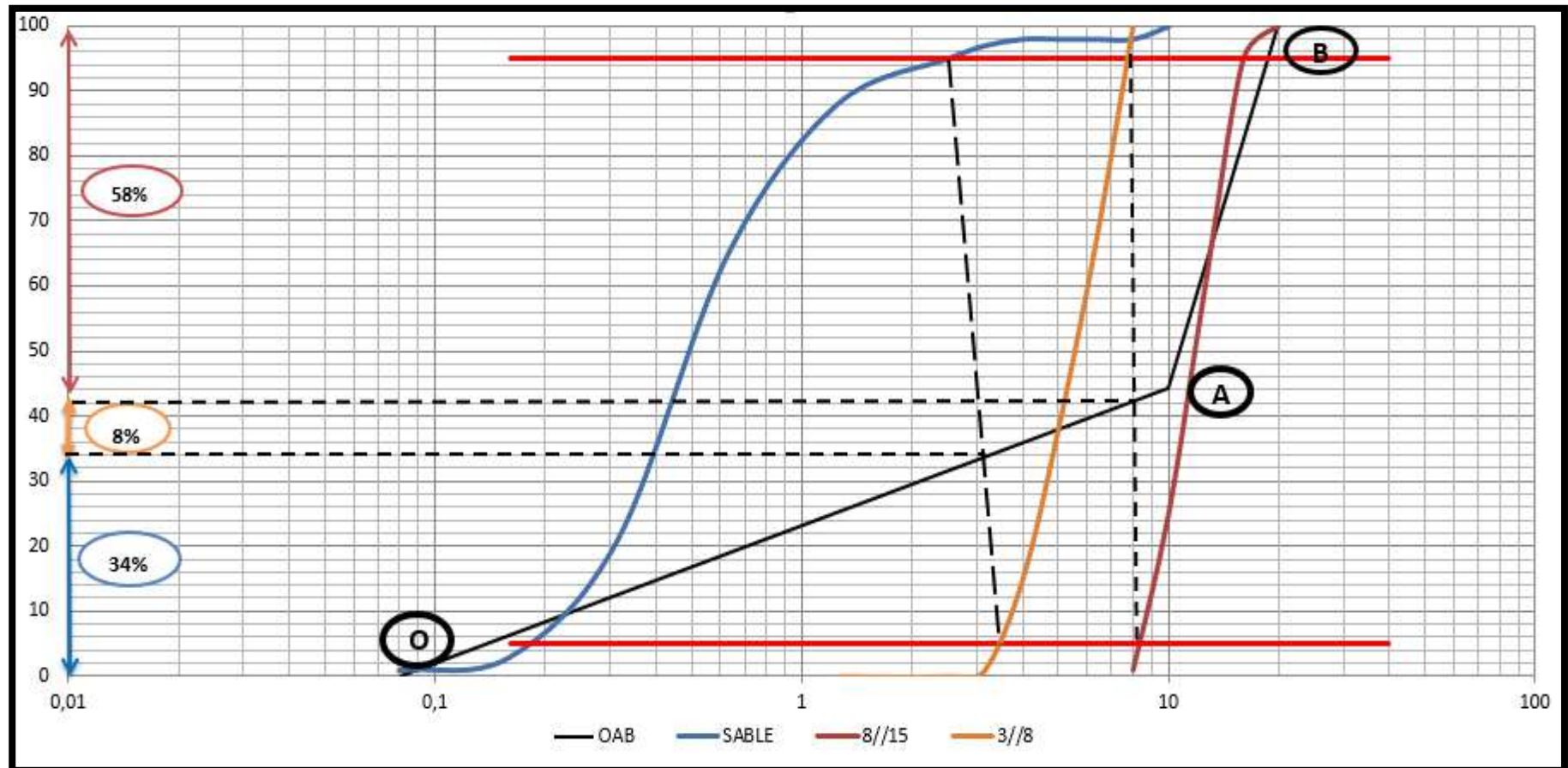


Figure V.15. Courbe du mélange du béton à base de GR.

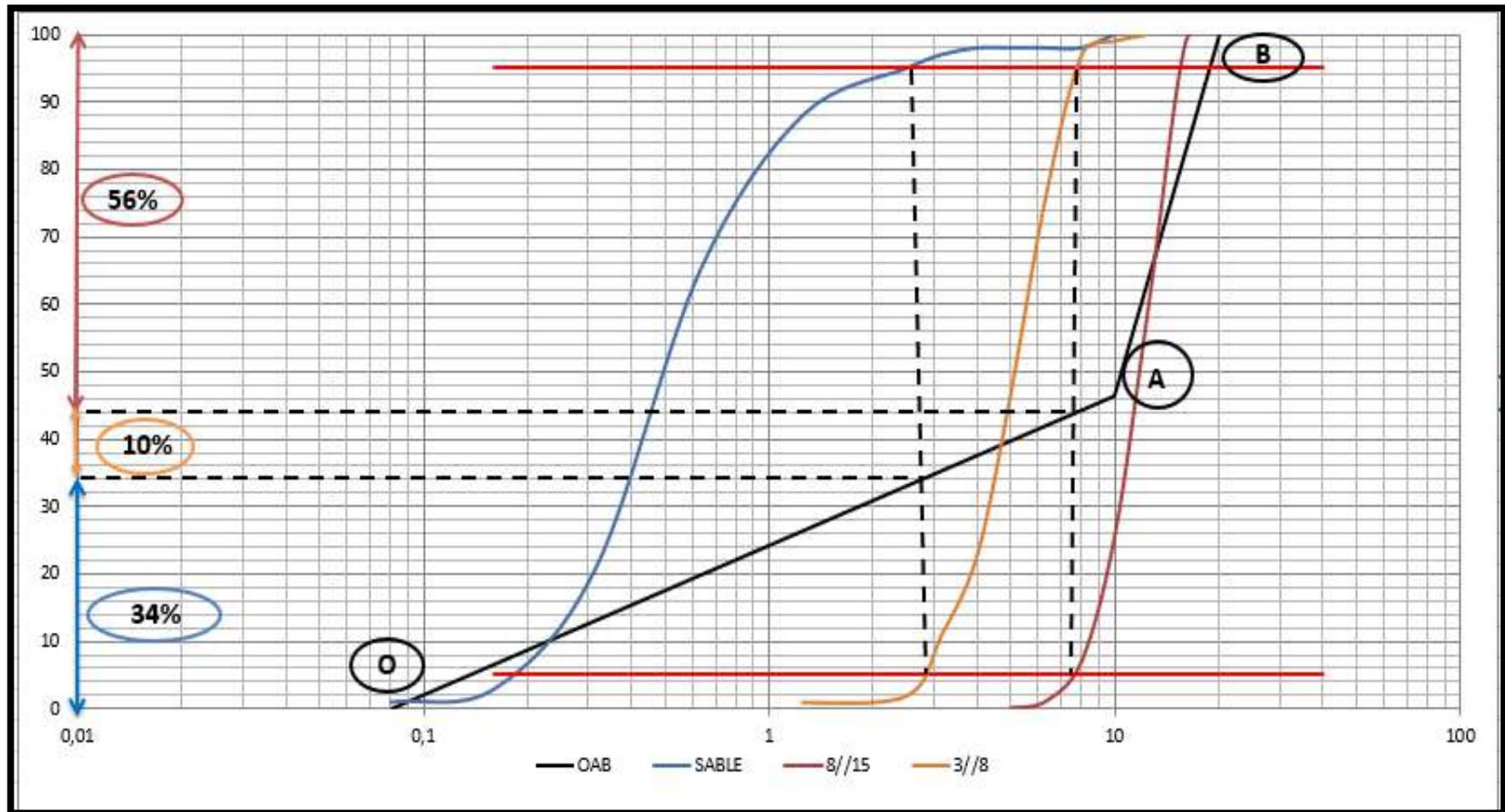


Figure V.16. Courbe du mélange du béton à base de GC.

D'après les graphes précédents on déduit les pourcentages des granulats comme présente le tableau V.14. centésimale

Tableau V.14. Composition centésimale de béton.

	Béton à base de GR	Béton à base de GC
Pourcentage du sable	34%	34%
Pourcentage de gravier 3/8	08%	10%
Pourcentage de gravier 8/15	58%	56%

Calcul les volumes et des masses volumiques des composants :

Après le choix du coefficient de compacité de béton (γ) qui est fonction de (D) , de la consistance et de l'efficacité de serrage (voir Tableau V.15). On peut déterminer le volume total absolu $V_t = 1000\gamma$;

Tableau V.15. Compacité du béton en fonction de Dmax, de la consistance et du serrage.

Consistance	serrage	Compacité (γ)						
		D _{max} =5	D _{max} =8	D _{max} =12.5	D _{max} =20	D _{max} =31.5	D _{max} =50	D _{max} =80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration Puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration Puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

- Volume du ciment V_c : $V_c = C/c = 350/3.1 = 112.90 \text{ l/m}^3$.
- Comme indique le Tableau V.15 la compacité est: $\gamma = 0.820$
- Donc le volume total est égale à : $V_t = 1000 \times 0.820 \longrightarrow V_t = 820 \text{ l/m}^3$.
- Volume des granulats $V_g = V_{\text{sable}} + V_{3/8} + V_{8/15} = V_t - V_c$

$$V_g = 1000\gamma - V_c \longrightarrow V_g = 820 - 112.90 = 707.1 \text{ l/m}^3.$$

Les volumes des composantes granulaire sur 01 mètre cube (l/m^3) :

$$\begin{aligned} V(\text{sable}) &= 34\% \times V_g = 240.41 \text{ l/m}^3 \\ V(3/8 \text{ GR}) &= 08\% \times V_g = 56.57 \text{ l/m}^3 \\ V(8/15 \text{ GR}) &= 58\% \times V_g = 410.12 \text{ l/m}^3 \\ V(3/8 \text{ GC}) &= 10\% \times V_g = 70.71 \text{ l/m}^3 \\ V(8/15 \text{ GC}) &= 56\% \times V_g = 395.97 \text{ l/m}^3 \end{aligned}$$

Les masses volumique des composantes granulaire sur 01 mètre cube (Kg/m^3) :

$$\begin{aligned} M(\text{sable}) &= V(\text{sable}) \times 2.60 = 625.07 \text{ kg/m}^3 \\ M(3/8 \text{ GR}) &= V(3/8 \text{ GR}) \times 2.62 = 148.21 \text{ kg/m}^3 \\ M(8/15 \text{ GR}) &= V(8/15 \text{ GR}) \times 2.62 = 1074.5 \text{ kg/m}^3 \\ M(3/8 \text{ GC}) &= V(3/8 \text{ GC}) \times 2.62 = 185.26 \text{ kg/m}^3 \\ M(8/15 \text{ GC}) &= V(8/15 \text{ GC}) \times 2.62 = 1037.45 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Le tableau V.16 regroupe les principaux critères des mélanges à confectionnés (E/C , Aff , G/S...) et les proportions volumiques et massiques des composants. Ainsi Les graphes de la figure V.17. présente les proportions massique des composants dans un 01 mètre cube du bétons.

Tableau V.16. Compositions optimales d'un 1 m^3 de béton GR et GC.

Constituants		Gravier Roulé (GR)	Gravier Concassé (GC)
Ciment (Kg/m^3)		350	350
Affaissement (cm)		08	08
Rapport (E/C)*		0.45	0.45
Eau (l)*		158	158
Sable	Pourcentage %	34%	34%
	Volume (l/m^3)	240.41	240.41
	Masse (kg/m^3)	625.07	625.07
Gravier (3/8)	Pourcentage %	08%	10%
	Volume (l/m^3)	56.57	70.71
	Masse (kg/m^3)	148.21	185.26
Gravier (8/15)	Pourcentage %	58%	56%
	Volume (l/m^3)	410.12	395.97
	Masse (kg/m^3)	1074.5	1037.45
G/S		1.94	1.94
* la quantité d'eau (E) et le rapport E/C sont des valeurs préliminaires qui seront ajustées en cours de malaxage afin d'avoir un affaissement de 08 cm.			

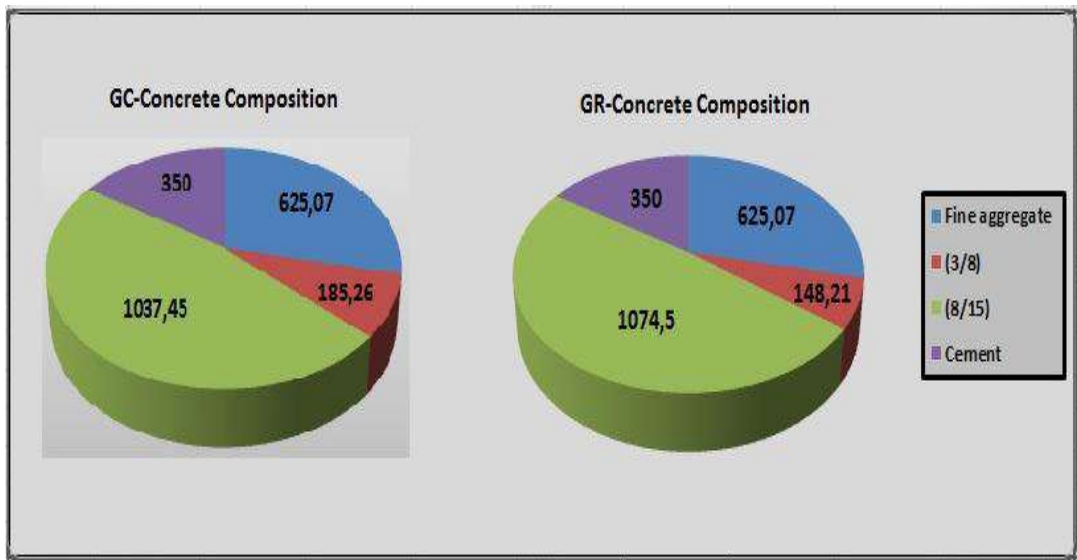


Figure V.17. Proportions massiques (kg/m^3) des composantes dans les deux types de béton.

V.3.3. Confection des Éprouvettes

Les mélanges de béton (GR – GC) ont été préparées dans un malaxeur de laboratoire (Voir Photo V.14). Suivant une procédure de malaxage typique, les matériaux ont été placés dans le malaxeur comme suit : d'abord premiers les graviers et le sable ensemble, ce mélange sec doit être mélangé pendant une minute ; ensuite le ciment et finalement l'eau de gâchage. La durée maximale du malaxage est de 5 min. après l'opération du malaxage, Des essais d'affaissement selon la norme ASTM C143 ont été effectués sur le béton frais afin de déterminer l'ouvrabilité. L'eau a été ajoutée jusqu'à obtention d'un gradient d'affaissement S2 (Aff=08cm). Le malaxage est exécuté à l'aide d'un malaxeur au niveau de LTPSud.



Photo V.14. Opération de malaxage du béton.

36 éprouvettes du Béton hydraulique ont été confectionnés (24 éprouvettes cubique (150x 150x150) mm³ et 12 éprouvettes prismatique (100x100x400) mm³). La moitié de ces éprouvettes pour le mélange GR et l'autre moitié pour le mélange GC.

Trois éprouvettes ont été utilisées pour déterminer les propriétés du béton durci pour chaque essai. Des échantillons représentatifs sont présentés sur la Photo V.15.

Après 24 h, les échantillons ont été démoulés et tous ont été conservés dans l'eau jusqu'à 12 heures avant l'essai. Les résistances au compression ont été réalisés selon la norme (NF EN 18-455), essai de traction par flexion en utilisant (NF P 18-433) et enfin la traction par fendage selon (NF P 18-434).



Photo V.15. Quelques éprouvettes cubiques et prismatiques représentatifs.

V.3.4. Résultats et discussions

V.3.4.1 Essai d'affaissement

Le contrôle de l'ouvrabilité (Photo.V.16) est effectué suivant la norme **NF P 18-439**. Au début on a versé la quantité d'eau qui correspond à $E=158 \text{ l/m}^3$ calculé à travers un rapport $E/C=0.45$. ensuite et Afin de maintenir la même plage d'ouvrabilité visé (affaissement = 80 mm) les quantités d'eau sont ajustés dans les deux mélanges de (GR et GC). Les quantités d'eau efficace E_{eff} et les rapport E_{eff}/C sont affichés dans le tableau V.17.

Tableau V.17. Ajustement du l'eau de gâchage et le rapport E/C.

	E (l/m ³)	E/C	E_{eff}	E_{eff}/C	Affaissement (cm)
Béton GR	158	0.45	186	0.53	08
Béton GC	158	0.45	214	0.61	

Ce qui est remarquable selon le tableau précédent c'est que pour avoir une certaine ouvrabilité ; le mélange GC requise une quantité d'eau plus que le mélange GR. Donc un rapport E/C plus élevé pour le béton GC qu'au béton GR (d'environ 15% dans le cas présent).

Cette demande en eau dans le mélange de GC trouve sa justification dans ces deux facteurs :

- La difficulté imposée par la forme rugueuse et concassée qui le rend en besoin de plus d'eau pour le rendre plus maniable (Rifath, et al., 2006).
- Les granulats concassés ont des surfaces spécifiques plus large que celles des granulats arrondis ; de sorte qu'il faut plus d'eau pour couvrir la totalité de la surface (Aziz, 1995).



Photo.V.16. Mesure de l'affaissement

V.3.4.2. Résistance à la compression

Il n'est pas nécessaire de soutenir que la résistance à la compression est la propriété la plus importante du béton puisque elle présente une image globale de la qualité du béton et sans doute un élément essentiel de la conception structurelle. Ce test a été appliqué (suivant la norme NF EN 18-455) à des échantillons cubiques (150x150x150) mm³ comme indique la Photo V.17.

La presse utilisée est une machine de type «MATEST», ayant une capacité maximale de 2000 KN. Sa mise en marche s'effectue avec une vitesse de chargement constante de 0,5 MPa/seconde. Cette machine permet d'observer l'évolution de la charge d'écrasement des éprouvettes en fonction du temps (KN/s) à travers un afficheur digitale (Photo V.18).



Photo V.17. Essai de résistance à la compression.

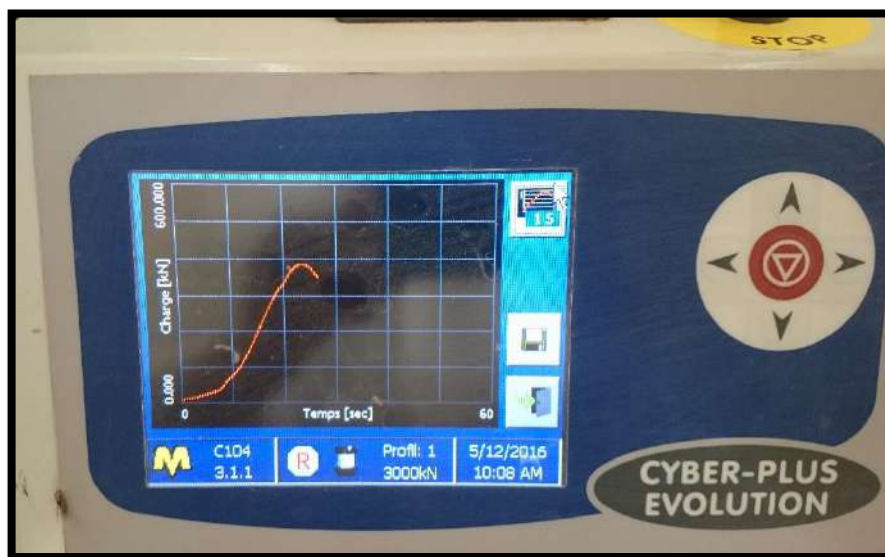


Photo V.18. Evolution de la charge de compression en fonction du temps (KN/s).

Les histogrammes de la Figure V.18. représentent l'évolution de la résistance à la compression des deux bétons GR et GC à 07 jours et 28 jours de conservation dans des conditions normalisées.

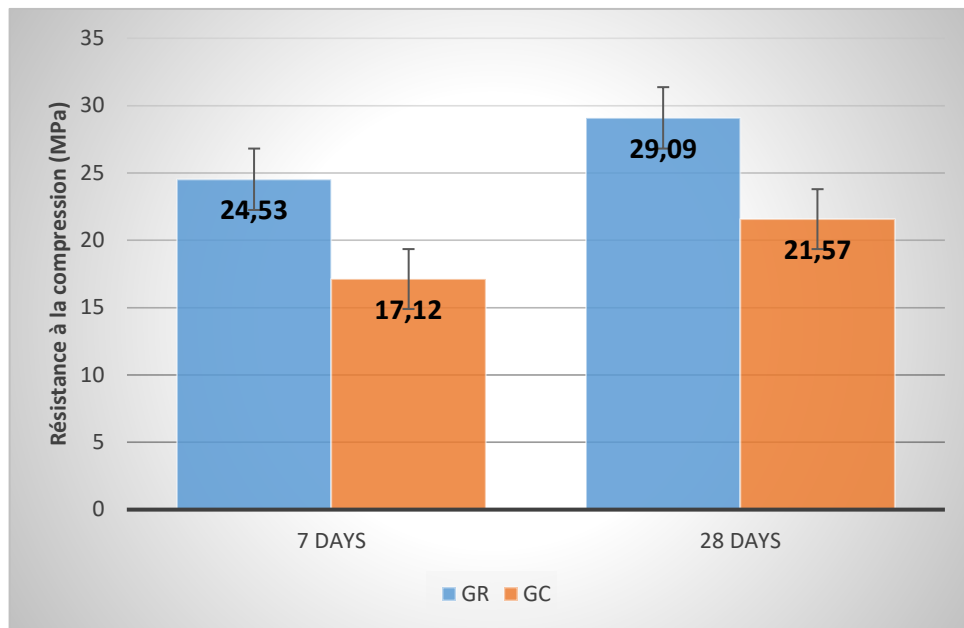


Figure V.18. Résistances à la compression des deux types de béton (GR et GC).

Les histogrammes au-dessus indique que le Béton GR est plus performant vis-à-vis aux contraintes (normaux) de compression que le Béton GC ; d'environ 43% dans les 7 jours et 35% dans les 28 jours.

Il y a lieu de noter qu'une résistance de 29.09 \approx 30.00 MPa obtenu dans un béton non adjuvante dosé à 350 m³ à base de gravier roulé c'est une résultats étonnantes.

V.3.4.3. Résistance à la traction par flexion (à 4 points)

Il est connu que la forme d'agrégat grossier affecte directement les performances mécaniques des bétons, notamment la résistance à la traction, c'est pourquoi deux essais de traction ont été effectués (Traction par flexion à 4 points et Traction par Fendage).

La Traction par flexion à 4 points (**NF P 18-433**) a été appliqué par la même machine « MATEST » sur des échantillons prismatiques (100x100x400) mm³, celles-ci sont soumises à un moment de flexion par l'application d'une charge au moyen des rouleaux supérieurs et inférieurs (Photo.V.19 et 20). La charge maximale enregistrée au cours de l'essai est notée et la résistance à la flexion est calculée par conséquence.

La résistance à la traction (par flexion) correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$\sigma_t = 30P/a^2$$

P : Charge appliquée ;

a : Coté de l'éprouvette prismatique (a \times a \times 4a).

La presse effectue une vitesse de chargement constante de l'ordre de 0.05 MPa/sec.



Photo.V.19. Dispositif de flexion à 4 points.



Photo.V.20. Essai traction par flexion.

Les résistances à la traction par flexion obtenus à l'âge de 7 jours et 28 jours, pour les deux types de béton, sont illustrés dans la figures V.19:

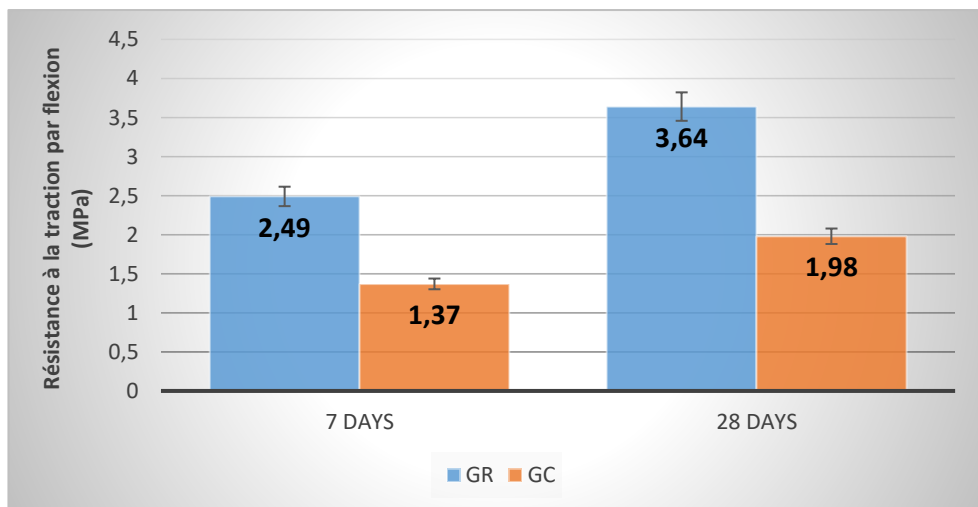


Figure V.19. Résistances à la traction par flexion des deux types de béton (GR et GC).

Comme ce qui a été déjà obtenu à partir l'essai de compression ; Béton GR a également été aussi plus efficace que Béton GC vis-à-vis les chargements de flexions ; une différence remarquable d'environ 81 à 84% de la contrainte de traction par flexion en 7 jours et 28 jours.

V.3.4.4. Résistance à la traction par fendage

Cet essai selon la norme (NF P 18-434) consiste à rompre l'éprouvette cubique (150x150x150) mm³ entre les deux plateaux d'un presse de compression suivant deux génératrices opposées (Photo.V.21). Le contact des plateaux avec l'éprouvette est réalisé par l'intermédiaire de réglettes de contre-plaqué de 5mm d'épaisseur. (Photo V.22).

Toujours la machine utilisé c'est « MATEST » en appliquant une vitesse de chargement varie entre 0.04 à 0.06 MPa/seconde.

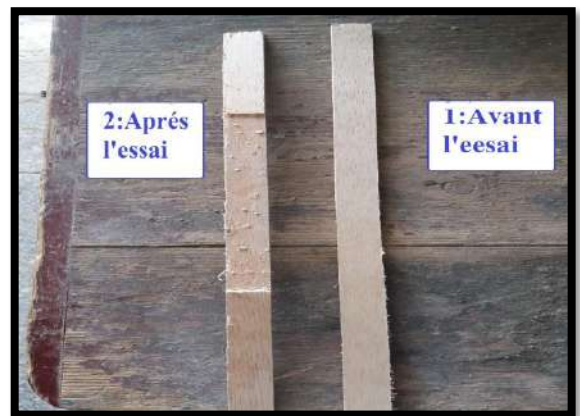
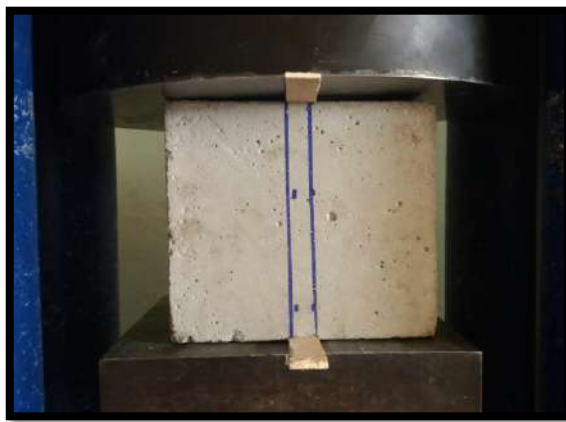


Photo.V.21. Essai de traction par fendage.

Photo.V.22. Réglette en contre-plaqué.

Les résistances à la traction par flexion obtenus à l'âge de 7 jours et 28 jours, pour les deux types de béton, sont illustrés dans la figures V.20:

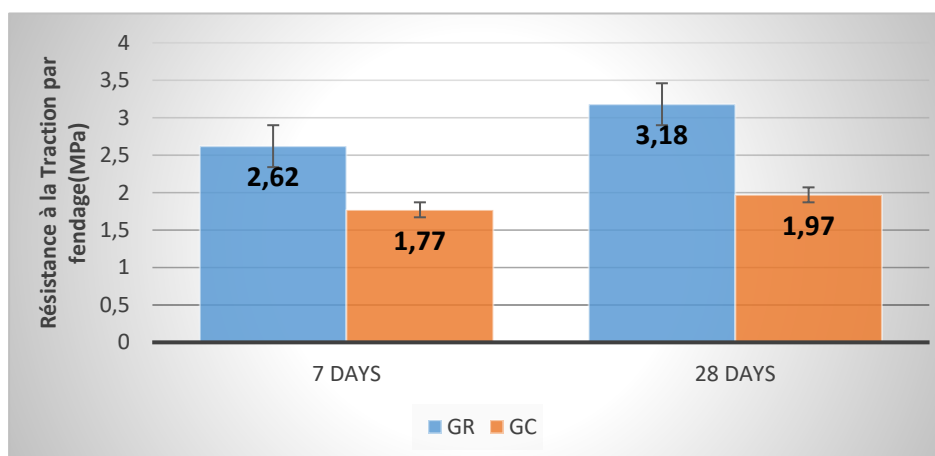


Figure V.20. Résistances à la traction par fendage des deux types de béton (GR et GC).

Comme obtenu précédemment auparavant ; L'essai de traction par fendage confirme que le béton confectionné à base du gravier roulé GR est plus performant que le béton à base de gravier concassé GC. Toujours la différence est remarquable ; d'environ 48% à 07jour et 61% à 28 jour.

les résultats des tests, leur croissance et décroissance du Béton GR au Béton GC en pourcentage sont résumés dans le tableau V.18.

Tableau V.18. Caractéristiques des Béton GR et GC.

	Béton GC		Béton GR		Évolution (%)	
	07 jours	28 jours	07 jours	28 jours	07 jours	28 jours
E_{eff}/C	0,61		0,53		-13%	
Densité	2,30		2,37		+3%	
Résistance à la Compression (MPa)	17,12	21,57	24,53	29,09	+43%	+35%
Résistance à la Traction par Flexion (MPa)	1,37	1,98	2,49	3,64	+82%	+84%
Résistance à la Traction par Fendage (MPa)	1,77	1,97	2,62	3,18	+48%	+61%

Durant l'établissement de ce deuxième partie qui est consacré à étudier le comportement des bétons composé à base du Gravier Roulé et Gravier Concassé Tous remarques ou Résultats obtenus se converge vers une vérité que les performances mécanique et rhéologique d'un béton GR sont étonnants ; ces performances efficaces trouvent leur justification en ce qui suit :

- D'abord on a déjà attiré l'attention dans le chapitre précédant et aussi dans le premier partie de ce chapitre que le GR possède deux critères importants mieux que le GC (Excellente dureté « LA et MDE » et un taux d'aplatissement relativement faible).
- Une forme roulé donc une bonne ouvrabilité et maniabilité ce point était déjà confirmé dans le premier partie par l'amélioration de l'opération du compactage (P.P. Li, 2018).
- Le critère le plus important qui joue un rôle primordial c'est la surface spécifique des granulats ; un gravier roulé possède une surface spécifique réduite à un gravier concassé. Une surface spécifique réduite donc une faible nécessité à l'eau de gâchage. L'essai de l'affaissement traduit cette idée à des valeurs ou on note que le rapport E/C se décroît d'un béton GR par rapport au béton GC une diminution de l'ordre de 13%.

- Plus le rapport E/C se décroît plus le béton sera plus performant (bon caractéristiques mécanique) (A.H. Abdel Raheem, 2019). Cette réalité nous l'avons confirmé à travers ce qui a été obtenue comme résultats déjà présenté dans le tableau V.18.

L'obtention d'une résistance de 29.09 MPa qu'on a eu dans le béton GR dosé à 350kg/m^3 sans l'ajout d'un adjuvant c'est une résultat étonnante car d'après notre expérience dans la région cette résistance c'est difficile à l'obtenir par l'utilisation du gravier concassé toute en conservant les autre paramètre (le dosage et sans adjuvant). La coupe d'une éprouvette cubique du Béton GR (Photo .V.23) présente une vue de près de l'arrangement des graines dont on remarque que l'éprouvette est intacte due à la bonne maniabilité ou l'ouvrabilité, même les pores constaté sont minimales contrairement au éprouvette d'un béton de GC comme monter la Photo V.24. La densité 2.37 obtenue dans le béton GR résulte de la bonne maniabilité.



Photo.V.23. Coupe d'une éprouvette GR cubique.



Photo.V.24. Coupe d'une éprouvette GC cubique.

V.4. SYNTHÈSE GÉNÉRALE

En ce qui suit on a vu de faire une comparaison synthèse sur tous les critères étudiés dans ce chapitre en ce qui concerne les deux matériaux (Béton Bitumineux et Béton Hydraulique) et les rassembler dans les tableaux V.19 et V.20.

La signe ✓ indique que le critère est concluant et le signe ✕ indique que le critère non concluant.

Tableau V.19. Comparaison entre les Critères du Béton Bitumineux GR et GC.

Matériau	Béton Bitumineux	
	GR	GC
La Compactibilité	✓	✕
La Compacité	✓	✕
Stabilité Marshall	✓	✕
Fluage Marshall	✓	✕
Quotient Marshall	✓	✕
Module de rigidité (ITSM)	✕	✓
Quantité du Bitume demandé	✓	✕
Susceptibilité au Désenrobage	✓	✕

Tableau V.20. Comparaison entre les Critères du Béton GR et GC.

Matériau	Béton Hydraulique	
	GR	GC
L'ouvrabilité et maniabilité	✓	✕
Quantité d'eau demandé E/C	✓	✕
La compacité ou la densité	✓	✕
Résistance à la Compression	✓	✕
Résistance à la Traction Par Flexion	✓	✕
Résistance à la Traction Par Fendage	✓	✕

V.5. CONCLUSION

Ce chapitre contient deux grandes parties où on a bien détaillé ce qui concerne le travail expérimental mené des deux matériaux (Béton hydraulique – Béton Bitumineux) confectionnés à base de Gravier Roulé GR et du Gravier Concassé GC.

Les points essentiels que nous l'avons abordés de chaque partie sont : (l'étude de la formulation, confection des éprouvettes, les essais sur les mélanges menés et leur résultats, l'interprétation des résultats expérimentaux et de tous sort de remarque constater durant l'expérience).

On a terminé ce chapitre par une synthèse générale sous forme des tableaux qu'ils contiennent une aperçue comparative de l'influence des deux formes Roulé et Concassé sur les mélanges étudiés, où le GR a montré une bonne influence sur tous critères et paramètres.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Le granulat est une source importante de matière première indispensable pour le développement industriel et économiques des infrastructures.

Les carrières et les gisements font, depuis longtemps, partie de notre paysage. Elles ont permis l'extraction des matériaux pierreux destinés à l'édification de nos maisons, de nos routes ou de nos monuments. L'évolution des techniques de construction n'a pas réduit notre besoin d'en exploiter. La mise en œuvre de l'ensemble de ces programmes, nécessite le recours massif aux matériaux de construction et aux granulats.

Le choix d'un granulat est donc un facteur important de la composition du béton, qui doit toujours être étudiée en fonction des performances attendues, spécialement sur le plan de la durabilité.

Dans cette recherche nous avons menés une étude comparative entre deux types de graviers (Gravier Roulé « GR » ; Gravier Concassé « GC ») l'incorporation de ces deux types dans les mélanges hydraulique et hydrocarboné (Béton de ciment et béton bitumineux)

Comme c'était indiqué au début l'objectif principale de ce travail et de répondre à la problématique suivant : « Entre deux mélanges confectionner par des granulats ayant la même provenance mais l'un est roulé et l'autre est concassé le quelle de ces deux mélanges et le plus performant ? ».

Il y a lieu d'attiré l'attention que le type de concasseur utilisé et un concasseur à mâchoire car c'est le type le plus utilisé en Algérie notamment au niveau de notre région (Ouargla, Biskra, Ghardaïa et Laghouat) donc la comparaison dans cette recherche sera entre le gravier roulé et le gravier concassé par un concasseur à mâchoire.

Après un grand travail expérimental depuis la fourniture de la quantité requise des granulats roulés et les roches du même provenance passant au stage du préparation (concassage , lavage et criblage) finissant par la confection des éprouvettes et effectué les essais expérimentale nécessaire. à ce stade et d'après ce qui a été obtenue comme résultats et les interprétation discutés au préalable. On résume ce qui suit :

I. Comparaison entre Gravier Roulé et Gravier Concassé (concasseur à mâchoire) :

- Les deux graviers ont la même composition chimique leur formation et essentiellement calcaireuse (60% Carbonate et environ 15% silice).
- Avec une densité, un taux d'absorption et une nature chimique hautement identique entre les deux graviers en plus que l'endroit de provenance et le même on peut dire que leurs natures chimiques sont presque les mêmes.
- Le gravier roulé ramassé du Ouad N'Sa est constitué du 24% des éléments plats mais grâce à la forme roulée causée par les attritions des conditions climatiques (Pluie, vent ...etc.) cette forme lisse améliore la résistance au choc et à l'usure (LA et MDE) par d'autre façon on peut dire que notre gravier a déjà subi les conditions de ces essais dans leur historique.
- On note que le concasseur à mâchoire produit des granulats avec un taux d'aplatissement élevé d'environ 27%, cette proportion plus la surface récemment concassée chutera la résistance au choc et à l'usure par rapport à ce qui a été obtenu du gravier roulé.
- Le taux d'aplatissement élevé obtenu par ce type de concasseur confirme ce qui a été présenté au premier chapitre (Guy, 2007).
- La résistance au choc et à l'usure des graviers roulés est hautement considérable avec un LA= 18% et MDE= 8.24%.

II. Comparaison Béton Bitumineux à base du Gravier Roulé et à base du Gravier Concassé :

- La même quantité de bitume a été utilisée au essai de désenrobage pour les deux types de gravier mais comme la surface spécifique du GR est moins que celle du GC donc il aura plus de chance d'être bien enrobé que le GC. Les résultats obtenus confirment cette idée avec un taux de désenrobage de 3,5% pour le GR et de 7,5% pour le GC.

Malgré tout cela le taux de désenrobage reste hautement acceptable, la justification de la bonne affinité grave-bitume c'est la nature chimique calcaireuse qui caractérise ce gravier.

- L'idée que la surface spécifique de GR est moins que celle du GC c'était soutenue par l'étude de la formulation car la teneur en liant optimale obtenue sur les

épreuves confectionné à base du GR (TL= 6,21%) inférieur à celle du GC (TL= 6,38%)

- Le GR améliore la compactibilité du mélange, les épreuves confectionnés à base du GR ont des épaisseurs inférieures à celles des épreuves à base du GC. Même l'aspect extérieurs des épreuves GR est bien ferme et fini.
- Tous les épreuves BBGC ont montré un bon comportement vis-à-vis la charge appliquée au côté giratoire des épreuves des stabilités varie (14,12 à 16,75) KN et des fluages acceptables entre (3 et 3,5)mm
- Les stabilités des épreuves BBGR sont en générale faibles par rapport à l'épreuve BBGC. L'épreuve optimale (TL= 6,21%) leur stabilité est considérable (12,46 KN).
- Contrairement aux stabilités, les fluages des épreuves BBGR sont minimes entre (0,63 et 1,75)
- Rassemblant tous les résultats obtenus de l'essai Marshall on calcule le Quotient (QM) , on arrive à conclure que le mélange optimal du BBGR (6,21%) est le plus performant.
- L'épreuve optimale du BBGC (TL= 6,38%) c'était plus performant dans l'essai NAT dont la rigidité est de l'ordre de 9347 MPa.

III. Comparaison Béton Hydraulique à base du Gravier Roulé et à base du Gravier Concassé :

- Une ouvrabilité remarquable lors de la préparation du béton à base du GR par rapport au béton frais à base du GC.
- La bonne ouvrabilité du béton à base du GR améliore la compacité et minimise les vides, deux points confirment cette idée, la première est que la densité du béton GR est élevée 3% par rapport au béton GC, et la deuxième c'est les pores apparus au niveau de la coupe effectuée sur l'épreuve illustrée dans le dernier chapitre. En revanche l'épreuve du béton GR présente un plan intact exempt de pores.
- Vu la surface spécifique réduite du GR par rapport au GC, la quantité d'eau nécessaire pour avoir une même ouvrabilité sera aussi réduite. C'est le même principe qui a été expliqué précédemment (Mélange Hydrocarboné).

- Une réduction de la quantité d'eau veut dire un rapport E/C réduit, cette réduction améliore les caractéristiques mécaniques du béton obtenue. Donc cette réduction est la meilleure explication de la bonne performance mécanique (compression, traction par fendage et traction par flexion) du béton confectionné à base du GR.

D'après tous ces points on peut maintenant répondre à la problématique posée au début dont la réponse sera : « Les mélanges Hydraulique et Hydrocarboné confectionnés à base des graviers roulés alluvionnaires généralement sont les plus performants en comparant avec les mélanges confectionnés à base d'un GC produit par le concasseur à mâchoire, et ils ont de bonnes caractéristiques rhéologiques et mécaniques. ».

D'autres points pertinents peuvent être tirés :

- Un concasseur à mâchoire produit une mauvaise qualité de granulats (Forme Plat).
- Les granulats de nature calcaireuse sont vivement recommandés.
- Le gravier roulé améliore l'ouvrabilité et le compactage.
- L'adhérence des granulats calcaireux que ce soit roulé ou concassé est toujours excellente.

Recommandations et perspectives

Enfin, il paraît que les objectifs tracés dans ce travail sont atteints. Toutefois, l'utilisation des granulats d'autre nature minéralogique est à étudier, plus particulièrement l'influence de la minéralogie sur la rhéologie des bétons.

Aussi il y a lieu d'étudier les mélanges hydrauliques et hydrocarbonés à base d'autres types de concasseur (Giratoire, A cône, à percussions... etc.)

Les résultats obtenus à travers ce travail nous renseignent que le béton confectionné à base de gravier roulé calcaireux peut être utilisé dans les travaux routiers ou la construction du génie civil plus particulièrement dans les régions sahariennes (les enceintes Vallées, les regs.. etc.) où le manque des gisements de roches dures ou les carrières sont installées à une distance importante. Donc cette recherche offre la possibilité de réduire le coût des projets qui se trouvent dans des endroits pareils par la réduction du coût de la production et le transport.

Le passage à la réalisation des tests sur une planche d'essai ou sur des éléments avec des dimensions beaucoup plus importantes que celles utilisées dans ce travail est très recommandé pour convaincre les partenaires dans ce domaine.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

1. A.H. Abdel Raheem, M. Mahdy, A.A. Mashaly. «Mechanical and fracture mechanics properties of ultra-high-performance concrete.» *Construction and Building Materials* (Elsevier Ltd) 213 (juillet 2019): 561-566.
2. Adamm, N. «*Propriétés Des Bétons.* » Edition Eyrolles, 2000.
3. ADEME. «Guide des déchets de chantiers de bâtiment.» Paris, 1998.
4. Ait Mokhtar, K. «Influence De L’Affinite Liant Hydrocarbone Granulat Sur Les Caracteristiques Mecaniques Des Melanges Hydrocarbonés.» mémoire de Magister, Université Des Sciences Et De La Technologie Houari Boumediene Institut De Génie Civil, Alger, 1994.
5. Aïtcin, P Claude, J Guy , et M Mer. «*Technologie Des Granulats.*» Sainte-Foy: Les éditions Le Griffon d'Argile, 1992.
6. Alexandre , J, et J Sebileau. «*Laitier de haut fourneau.*» Centre Technique et de Promotion des Laitiers, France: Paris édition, 1988, 340.
7. Ammeri, A. «Contribution À L’Étude Expérimentale Et Numérique Du Comportement D'Un Limon Sollicite En Traction : Approche Par Éléments Discrets.» 2009.
8. Arquie , G. «*Granulats.*» Edition anciens ENPC, 1980.
9. Arquie , G, et C Tourenq. «*Granulats.*» Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1990: 717.
10. Asphalt Institute. «*Mix Design Methods.*» Vol. 02. Lexington, KY: Asphalt Institute, 1997.
11. maguinton, «*Superpave Mix Design.*» *Superpave Series*, 2001.
12. Atsushi Ueno, Yuko Ogawa. «Influence of coarse aggregate shape on optimum fine to total aggregate.» *Cement and Concrete Composites* (Elsevier Ltd) 106, n° 103463 (November 2019).
13. Ayad, M, et Y Barka. «Modélisation Des Bétons Ordinaires Par Des Plans D’Expériences.» Tlemcen, 2013.
14. Aziz, M A. «*Engineering Materials.*» Dhaka: Z and Z Computer & Printers, 1995, 128-129.
15. Baaj, H. «Comportement A La Fatigue Des Materiaux Granulaires Traités aux Liants Hydrocarbonés.» Thèse de Doctorat, Ecole doctoral de Sciences Pour L'ingénieur de Lyon, Lyon, 2002.
16. Baron, J, et J Ollivier. «*Les Bétons : Bases Et Données Pour Leur Formulation.*» Edition Eyrolles, 1999.

17. Baron, J, et J P Ollivier. «*Les Bétons Bases Et Données Pour Leur Formulation.*» Paris: Edition Eyrolles, 1996.
18. Baron, J, et R Sautrey. «*Le Béton Hydraulique.*» *Presse De L'École Nationale Des Ponts Et Chaussées*, 1982: 560.
19. Benedetto , D, et J Corté. «*Matériaux routiers bitumineux 1 : constitution et propriétés Thermo-mécaniques des mélanges Bitumineux.*» Vol. 01. France: Hermès Lavoisier, 2005.
20. Berbaoui, R. «*Identification Et Analyse De L'Endommagement Par Fatigue Des Matériaux Granulaires A Base Polymère.*» Thèse de Doctorat, Université de Cergy Pontoise, 2010.
21. Berthier, J. «*Granulats et liants routiers.*» France, 1992.
22. Berthier, J. «*Les Routes - Matériaux De Chaussées Souples Et Semi-Rigides.*» (Technique de l'ingénieur), n° C4314 (2012).
23. BITVal; «*Analysis of Available Data for Validation of Bitumen Tests.*» Report on Phase 1 of the BITVal Project, UK- FEHRL: Cliff Nicholls TRL , 2002.
24. Boeraeve, I P. «*Cours de Béton armé ; Technologie du béton.*» Belge: Groupement Belge du Béton, 2010.
25. Bonaquist, R F, D W Christensen, et W Stump. «*Simple Performance Tester For Superpave Mix Design, First Article Development And Evaluation.*» Washington D.C: NCHRP report 513, 2003.
26. Boufedah, A. «*Influence de la granularité sur les caractéristiques des granulats et sur les propriétés des bétons ordinaires.*» mémoire de magister, Université Mantouri, Costantine, Algérie, 2011, 17-18.
27. Boufedah, B A. «*Influence De La Granularité Sur Les Caractéristiques Des Granulats Et Sur Les Propriétés Des Bétons Ordinaire.*» Mémoire de Magister, Université MENTOURI Constantine, Constantine, 2011.
28. Boukli, H S. «*Contribution À L'Étude De La Résistance Caractéristique Des Bétons De La Région De Tlemcen.*» Thèse de Doctorat, Université de Tlemcen, 2010, 193.
29. Bourmatte, N. «*Granulats Recyclés de substitution pour Bétons Hydrauliques, Caractérisation, Performances, Durabilité.*» mémoire de Magister, Université Mentouri de Constantine, 2005, 159.
30. Boussad, A D. «*Bitume Polymères Relation Entre La Rhéologie Des Liants Et La Rhéologie Des Enrobés.*» Eurobitume, 1996, 104.
31. Brara, A. «*Contribution A L'etude Du Comportement D'un Beton Bitumineux Modifié A La Poudrette De Caoutchouc.*» 2004.
32. C.R.R. «*Mode Opérateur –Test De Désenrobage À L'Eau Bouillante De Pierres Enrobées Par Un Liant Hydrocarboné.*» Bruxelles: Centre de Recherche Rouier C.R.R, 1991.
33. Ceriu Infrastructures. «*Les Revêtements Tres Minces Et Ultraminces Demystifiés.*» Bulletin d'information, Centre D'Expertise Et De Recherche En Infrastructures Urbaines, 2002.

34. Chebrek, D. «Eude du phénomène de l'orniérage des chaussés bitumineuses.» Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou Algérie, 2012.
35. Cherait, Y, et Z Nafa. «*Eléments de Matériaux de Construction et Essais.*» Guelma: DPUG, 2007.
36. CIM. *Collection CIM béton . «Fiches techniques.» Tome 1.* Paris: Cimbéton, 2005.
37. CIMBÉTON . «*Les Bétons: Formulation, Fabrication Et Mise En Oeuvre.*» Paris, 2006.
38. Claudy, P, et al. «A NEW INTERPRETATION OF TIME DEPENDENT PHYSICAL HARDENING IN ASPHALT BASED ON DSC AND OPTICAL THERMOANALYSIS.» *American Chemical Society Symposium on Chemistry and Characterization of Asphalts Washington DC* (Division of Fuel Chemistry) 3, n° 37 (1992): 1408 - 1426.
39. Claudy, P, J M Letoffe, et G N King. «Characterization Of Paving Asphalts By Differential Scanning Calorimetry.» (*Fuel Sci. Techn. Int*) 1991: 71-92 .
40. CNB. «*Contexte Normatif Des Bétons.*» Paris: Amprincipe, 2005.
41. CRR. «*Code De Bonne Pratique Pour La Formulation Des Enrobes Bitumineux Denses.*» Centre de Recherches Routières, 1987.
42. CRR. «*Code De Bonne Pratique Pour La Formulation Des Enrobes Bitumineux Denses.*» Centre de Recherches Routières, 1997.
43. CTPP. «*Recommandations Sur L'Utilisation Des Bitumes Et Des Enrobés Bitumineux Chaud : La Formulation.*» fascicule 2, CTPP, Alger: ministère des travaux publics, 2004, 20-23.
44. Diakhate, M. «Fatigue Et Comportement Des Couches D'Accrochage Dans Les Structures De Chaussée.» Thèse Doctorat, Université de Limoges Genie Civile, Limoges, 2007.
45. Diakité , I S. «Caracterisation D'Un Enrobe Bitumineux Haute Performance Et Evaluation De Son Utilisation En Couche De Base En Remplacement D'Une Grave Bitumes .» Montréal, 2014.
46. Di-Benedetto, Hervé, et C Jean-François. «*Matériaux Bitumineux Routiers 2 : Constitution Et Propriétés Thermomécaniques Des Mélanges.*» Édité par Hermès Science. Paris: Lavoisier, 2005.
47. Diemar, D. «New Concepts In Jaw Crusher Technology.» (*Min. Eng*) 03, n° 1/2 (1990): 67-74.
48. Djonlagic , J, I Pap, et J Jovanic. «Rheological Properties Of Polymer Bitumen Blends: Black And Cole-Cole Diagram Presentation And Analysis.» *Eurasphalt & Eurobitume Congress*, May 1996: 155.
49. Dreux, G. «*Nouveau guide du béton.*» 1979.
50. Dreux, G, et F Jean. «*Nouveau Guide Du Béton Et De Ces Constituant.*» Paris: EYROLLES, 1998.
51. Dupain , R, R Lanchon, et J C Saint-Arroman. «*Granulats, Sols, Ciments Et Bétons.*» Paris: Edition Casteilla, 2000, 236.

52. François, O. «Comportement Thermomécanique Des Enrobés Bitumineux Aux Basses Températures Relations Entre Les Propriétés De Liant Et De L'Enrobé.» Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Paris, 2003.
53. Gabrysia, F. «*Matériaux.*» 2007.
54. Gawel, D Irena, et Baginska. «*Effect Of Bitumen Blowing On Its Chemical Composition And Colloidal Type.*» Eurobitume, 2000, 134.
55. GBB. «*Technologie Du Béton.*» Belge: Groupement Belge du Béton, 1998.
56. Glanville, W H. «*Bituminous Materials In Road Construction.*» Majesty's stationery office, London, 1962, 611.
57. Gu, X, X In, et Y Zhou. «*Basic Principles of Concrete Structures.*» *Springer-Verlag Berlin Heidelberg and Tongji University Press*, 2016: 606.
58. Guf, D. «*La Technologie du Béton.* » Vol. 05. France: Construction Chemicals, 2009.
59. Guy, D. «*LES GRANULATS.*» Québec: Ministère des Transports, Direction des Sols & Matériaux, 2007.
60. Hachaichi, S. «*Substitution de Sable roulé par les déchets de carrières et de hauts fourneaux dans le béton.*» mémoire de Magister, 2008, 92.
61. Haddadi, S. «*Contribution À L'Étude Du Comportement Des Matériaux Traités Aux Liants Hydrocarbonés- Influence Des Paramètres De Composition.*» mémoire De Magister, IGC-USTHB, Alger, 1995.
62. Hamile. «*Les techniques de L'industrie Minérale. Concassage.*» Société De L'Industrie Minérale, 1999.
63. IDRRIM. «*Avis technique de l'IDRRIM.*» (Institut des routes, des rues et des infrastructures pour la mobilité) 2012.
64. Jean, F C, et D B Hervé. «*Matériaux Routiers Bitumineux 1; Description Et Propriétés Des Constituants.*» Paris: Hermes-Lavoisier, 2004.
65. Junod , A. «*Formulation Et Optimisation Des Formules D'Enrobés.*» Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, 2004.
66. Kawakami, H. «*Effect Of Gravel Size On Strength Of Concrete With Particular Reference To Sand Content, Concrete and Cement Past Glass and Ceramics.*» *Proc. Int. Conf. on Mechanical Behaviour of Materials*, 1972: 96-103.
67. Kebili, N. «*Valorisation De La Poudrette De Caoutchouc En Domaine Routier - ASPHALTE CAOUTCHOUC-.*» Thèse de Doctorat, Université Kasdi Merbah, Département Génie Civil , Ouargla, 2016.
68. Kurdowski, W. «*Cement and Concrete Chemistry.*» (Springer Science Business Media) 2014.
69. Lachance, T. «*Incorporation de particules de verre post-consommation dans un Enrobe bitumineux de type SG 0/14.*»2014.

70. Langlois, P. «*Enrobés formulation selon la méthode LC.*» Vol. 1. Québec: Direction du laboratoire des chaussées, 2005.
71. Laradi. «Influence de la rhéologie des bitumes sur le comportement des enrobés bitumineux.» *congré algérien de l route*, 1996.
72. Larrard, D. «*Structures Granulaires Et Formulation Des Bétons.*» études et recherches, Paris: Laboratoires Des Ponts Et Chaussées, 2000, 414.
73. Le LERM. «Déchets de chantiers de bâtiment.» Enquête CEBTP/DEMAIN pour FFB et ADEME, 1999.
74. Lefeuvre, Y. «Apport De Mesures Rhéologiques Et De Pelage À L'Analyse De La Rupture De Liants Bitumineux.» Thèse de Doctorat, Université Paris, Paris, France, 2003.
75. Lesueur , D. «*La rhéologie des bitumes : Principes et modification- Rhéologie-*.» Vol. 02. 2002.
76. Lesueur , D, J F Gerard, P Claudy , et J M Letoffe. «A Structure Related Model to Describe Bitumen Rheology.» (Eurasphalt & Eurobitume Congress) May 1996: 114.
77. M. Elices, C.G. Rocco. «Effect of aggregate size on the fracture and mechanical properties of a simple concrete.» *Eng. Fract. Mech* 75 (2008): 3839–3851.
78. Magramane, D. «Amélioration Des Performances Des Enrobes Bitumineux Par La Modification A Base De Polymeres : Poudre De Caoutchouc.» 2009.
79. Merbouh, M. «Contribution A La Modélisation Du Comportement Rhéologique Des Enrobés Bitumineux Influence Des Conditions Extrêmes De Température Et De Trafic En Fatigue.» Thèse de Doctorat, Bordeaux, France, 2010.
80. Michel, F. «chapitre 16 : les enrobés bitumineux.» Chap. 16 dans *Cours de routes, tome 2*, de F Michel. Les Cours De L'Entpe Aléas, 2011.
81. Migliori, F, et J Corte. «Comparative Study of Rtfot and Pav Aging Simulation Laboratory Tests.» *Transp. Res. Rec*, 1998: 56–63.
82. Ming-Xiang Xiong, J.Y. Richard Liew, Yan-Bo Wang, De-Xin Xiong, Bing-Lin Lai. «Effects of coarse aggregates on physical and mechanical properties» *Construction and Building Materials* (Elsevier Ltd) 240, n° 117967 (12 2019).
83. MMD. *MMD Sizars*. «The MMD Group of Companies.», 2005, 3.
84. Mougín , J P. «*Cours De Béton Armé.*» 1991.
85. MTP. «*Journée Scientifique Sur La Valorisation Des Pneus Usagés Et Les Déchets Plastiques Dansle Domaine Des Travaux Publics.*» Sous le haut patronage du Ministère des Travaux Publics, 2005.
86. NCHRP. «*A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary.*» Washington: www.TRB.org, 2011.
87. Neville, A M. «*Properties Of Concrete.*» (Longman Ltd), n° 3rd ed (1997): 108-176.
88. Neville, A M. «*Propriétés des bétons.* Traduis par le CRIB, Edition Eyrolles, 2000, 806.

89. Neville, et M Adam. «Propriétés des bétons.» 1992, éd. Eyrolles: 805.
90. Nguyen, T L. «Outils Pour La Modélisation De La Mise En Oeuvre Des Bétons.» Thèse de Doctorat, École Nationale Des Ponts Et Chaussées, 2007, 139.
91. Olard, F. «Comportement Thermomécanique Des Enrobés Bitumineux À Basses Températures Relations Entre Les Propriétés Du Liant Et De L'Enrobé.» Thèse de Doctorat, Ecole Doctorale Des Sciences Pour L'Ingenieur De Lyon, Lyon, 2003.
92. Ollivier, J P, et A Vichot. «La Durabilité Du Béton.» *Presses de l'école des Ponts et Chaussées*, 2008.
93. Ould-Henia , M. «Modelisation Et Prediction Du Comportement Rheologique Des Melanges Bitume Caoutchouc.» Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Federale De Lausanne , Lausanne , 2005.
94. Ould-Henia, M. «Modelisation Et Prediction Du Comportement Rheologique Des Melanges Bitume Caoutchouc .» Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Federale De Lausanne, Lausanne, 2005.
95. P.P. Li, Q.L. Yu, H.J.H. «Effect of coarse basalt aggregates on the properties of ultra-high performance concrete (UHPC),» *Constr. Build. Mater* (Elsevier Ltd) 170 (2018): 649–659.
96. Paradis, M. «*Les Constituants Des Enrobés Au Québec : Formation Sur Les Enrobés Bitumineux.* Québec, 2006.
97. Pfeiffer, JP. «The Properties of Asphaltic Bitumen: With Reference to it's Technical Applications.» (Elsevier Publishers) 1950.
98. Phoummavong, V. «*Cours en ligne matériaux de construction.*» Université Nationale du Laos. 2015. <http://www.la.refer.org/materiaux/>.
99. Planche, J P, P Claudy, et J M Letoffe. «Characterization of asphalts by thermoanalysis- Asphalt Science and Technology.» (J. Youtcheff Ed. Marcel Dekker) 2002.
100. Québec, Ordre des Géologues. «Directive Caractérisation des granulats et de leurs sources en vue de leur utilisation dans le Béton.» Québec, 2017, 23.
101. Ramond, G, M Pastor, et B Brûle. «Relations Entre Le Comportement Rhéologiques Des Bitumes Routiers Et Leur Caractérisation Par Chromatographie Sur Gel Perméable.» *Eurobitume*, Sep 1985.
102. Ramond, G, et C Such. «Bitumes et bitumes-modifiés – Relations structures, propriétés, composition.» Édité par Laboratoire Ponts Chaussées. Juillet 1990: 65 - 87.
103. Reed, P, K Schoonees, et J Salmond. «Historic Concrete Structures In New Zealand: Overview, Maintenance And Management.» Department of Conservation, Wellington, 2008, 90.
104. Rhahla, R. «Cours De Matériaux De Construction.» 2007.
105. Rifath, S, A Mushtaq, A Mohiuddin, et A L Forhat. «Comparison Of Strength Performance Of Concrete With Uncrushed Or Crushed Coarse Aggregates.» *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences* 1, n° 4-1 (2006).

106. SETRA. «Utilisation des normes enrobé à chaude.» guide technique SETRA-CFTR, 2008.
107. Smith, M R, et L Collis. «Aggregates, Sand, gravel and crushed rock aggregates for construction purposes. » Vol. 9. London: Geological Society Engineering Geology, 1993.
108. Smith, M R, G West, P J Fookes, et J Lay. «Aggregates, Sand Gravel and Crushed Rock Agreggates for Construction Purposes.» Édité par J. C. Cripps. London: Géological Society Engineering Geology Special Publications, 2001.
109. Solomatnikova , O. «Comportement Rbéologique Et Proprietes Cohésives Et Adhésives Des Liants Bitumineux .» Mémoire des Science, Université Laval, Faculté Des Sciences Et Génie, Canada, 1998.
110. Stock, A F, D J Hannant, et R I Williams. «The Effect Of Aggregate Concentration Upon The Strength And Modulus Of Elasticity Of Concrete.» *Mag. Concr. Res* 31, n° 109 (1979): 225-34.
111. Such, C, G Ramond, et B Brûle. «Le Comportement Visqueux Des Bitumes En Relation Avec La Distribution Des Tailles Moléculaires.» *Symposium international sur la caractérisation des huiles lourds et résidus pétroliers*, 25-27 juin 1954.
112. Taleb, O, F Ghomari , et H S Boukli . «Modélisation Des Bétons Autoplaçants Par Les Plans D'Expérience.» *1st International Conférence on Civil Engineering*, May 2012.
113. Teugels, W, et N V Nynas. «The Black Diagram, Only A Rheological Data Presentation.» (Eurobitume), n° 32 (2000).
114. Topal, A, et B Sengoz. «Determination Of Fine Aggregate Angularity In Relation With The Resistance To Rutting Of Hot-Mix Asphalt.» *Constr Build Mater* 155, n° 163-19 (2005).
115. Tourenq, C. «graviers et concassés de carrières.» (Techniques de l'Ingénieur) 2007.
116. U. S. Department of Interior. «Concrete manual: Water and Power Resources Service.» Technical Publication, 1981, 627.
117. Uluçaylı, M. «New Developments For Asphaltic Mixture Design Gyrotory Shear Press.» (YTMK) 1997.
118. UNPG. «Recommandation pratiques pour le marquage CE des granulats.» Union Nationale De Producteur De Granulat, 2005.
119. Utsi, S, M Emborg, et J Carsward. «Relation Between Workability And Theological Parameters.» *Therd International RILEM symposium on self-compacting concrete*, 2003: 311-322.
120. Venant, M. «Ciment et bétons.» 1973.
121. Vieira, M. «Concrete » Édité par M.C., Margarido, F. Gonçalves. *Materials for Construction and Civil Engineering* (Springer), 2015: 185-236.
122. Vincent, D. «Concassage Et Broyage Des Granulats.» 2001.
123. WFTCR. «Superpave mixture design guide.» WesTrack Forensic Team Consensus Report, Washington: Washington D.C, 2001.

124. Zemmiri, A A. «*Comparaison Des Formulations D'Enrobes À Chaud Pour Couches De Roulement Des Chaussées Très Circulées Utilisées En France Et En Algérie Du Point De Vue Sécurité (Glissance) Et Orniérage.*» Lyon: ENTPE, 2008.



International Conference on Technologies and Materials for Renewable Energy, Environment and Sustainability, TMREES17, 21-24 April 2017, Beirut Lebanon

Experimental study and comparison between the use of natural and artificial coarse aggregate in concrete mixture

Mohamed Ibrahim Hachani *, Abdelouahed Kriker, Mehdi Seghiri

Laboratoire Exploitation et Valorisation des Ressources Naturelles en Zones Arides (E.V.R.N.Z.A.), Université Kasdi merbah de Ouargla (Ouargla, 30000, Algeria)

Abstract

There is a general belief that crushed aggregates contribute higher strength in concreting compared to rounded aggregates. Contrary to this belief, our study revealed: rounded aggregates perform better than crushed aggregates because the rounded shape which considered as a negative characteristic is compensated by improving the workability and reducing the need of mixing water, thus; the water/cement ratio, these essential parameters leads to gaining strengths in concrete. From the laboratory test of strength determination it was explored that rounded aggregate provide more compressive, flexural tensile and splitting tensile strengths (26%, 46% and 38% at 28 days) than crushed aggregates. Relevant to mention: uncrushed aggregate is cheaper than crushed aggregate. Consequently, concrete with uncrushed aggregates will be cheaper. It can be concluded that uncrushed aggregates are appropriate for medium grade concrete for better performance in terms of workability, strength and economy. Future study is required on testing other artificial aggregate with different mineralogy characteristics and different type of crusher rather than gyrator crusher.

© 2017 The Authors. Published by Elsevier Ltd.

Peer-review under responsibility of the Euro-Mediterranean Institute for Sustainable Development (EUMISD).

Keywords: Coarse aggregate, natural aggregate, crushed aggregate, crusher.

1. Introduction

The improvements of concrete quality become more essential before the great importance of the modern buildings and constructions. These improvements can be achieved by working on:

* Corresponding author. Tel.: +213 6661115665.

E-mail address: hachani_ibrahim@yahoo.com

- The binder (Cement) [1,2,3,4]
- Natural and artificial fibers [5,6,7,8,9]
- Aggregates (Fine & coarse aggregate)[10,11,12,13,14]

Some studies conducted on the solid phase may distinguish into two types:

- Effect of aggregate's mineralogical nature. [15,16]
- Effect of aggregate's shape and texture. [16,17,18]

A number of studies showed that physical and mineralogical properties of aggregates affect directly the properties of some mixture types (cementations, asphaltic). [16, 19, 20]

The physical properties of aggregates are gradation, shape, surface texture, toughness and absorption. These properties primarily control the performance of mixtures [21]. Angularity of aggregates is a primary factor affecting the workability [22]. The more concrete mixtures are workable the more they are compactable.

In this research two concretes types were chosen to perform an experimental and comparative study, focusing on the solid phase precisely the effect of coarse aggregate shape on mechanical behavior of concrete. Those two types are:

- Concrete made with rounded coarse aggregate (GR-Concrete)
- Concrete made with crushed coarse aggregate (GC-Concrete)

To get a possible ideal comparison between those two HMA types, natural rounded (uncrushed) aggregate (<14mm) and stone boulders (>30mm) brought from the same valley (Ouade N'SA) were used, in order to ensure the same chemical and mineralogical characteristics.

Rounded aggregates (GR) were carefully washed and directly used in the confection of (GR-Concrete) type, while boulders stones were also washed after being crushed in a gyratory crusher. The obtained crushed aggregates (GC) were used in the confection of (GC-Concrete) type.

The main object of this study is to find out the answer of the following question: "Between two concrete types confectioned with coarse aggregates having the same chemical and mineralogical characteristics and different shape; rounded aggregate (GR) and crushed aggregate (GC). Which of these mixtures is the most efficient?"

2. Material used

2.1. Structure Cement binder (Cement & Mixing Water)

A tap water and (CPJ-CEM II/B 42.5) Cement were used to obtain an ordinary hydraulic binder without any admixture. Their main characteristics are shown in Tables 1 & 2. The reason of choosing an ordinary hydraulic binder is to evaluate the effects of the two coarse aggregate shapes without introducing any other foreign effects which may distort the comparison.

Table 1. Properties of Cement.

Characteristics		Results	Specifications
Chemical analysis (NA 5042)	Loss on ignition %	10.2	10.0±2
	Sulfates (SO ₃ %)	2.2	2.5±0.5
	Magnesium Oxide (MgO%)	1.4	1.7±0.5
	Chloride (Cl%)	0.02	0.02-0.05
Mineralogical composition of clinker	C3S %	60	60±3
	C3A %	7.5	7.5±1
Physical properties	Normal consistency (%)	26.4	26.5±2
	Fineness by Blaine's method (cm ² /g) (NA 231)	4150	3700-5200
	Shrinkage at 28 days (µm/m)	783	<1000
	Expansion (mm)	2.3	≤3.0
	Setting time (minutes) (NA 230)	Initial	165
Final		243	230±50
Compressive strength (MPa)	02 days	10.5	≥10.0
	28 days	43.2	≥42.5

Table 2. Properties of Mixing Water (NF EN 10-08).

Chemical analysis	Results	Specifications
Sulfates (So ₄ ²⁻) (mg/l)	760	>2000
Chloride (Cl ⁻) (mg/l)	661.1	Prestressed Concrete > 500
		Reinforced Concrete > 1000
		Non-reinforced concrete > 4500
PH	7.62	≥4

2.2. Aggregates

Aggregates used in the preparation of concrete were: fine aggregate and two gradations of coarse aggregates (3/8 and 8/16) as per Algerian specification. Fine aggregate brought from Zarzaitin Quarry in Illizi, Algeria. Fine aggregate composed of stone dusts with fraction passing 4mm (NF sieves). Physical and chemical properties of fine aggregate are given in Table 3.

Table 3. Characteristics of Fine aggregate.

Characteristics		Test method	Fine aggregate
Specific gravity (g/m ³)		NF P 18-554	2.60
Fineness modulus		NF P18-304	2.30
Absorption coefficient		NF P 18-554	0.52
Sand equivalent test ES%		NF P 18-598	75
Chemical analysis %	Insoluble (Silica)	NF P 15-461	95.68
	Sulfates		0.15
	Carbonates		0.1
	Chlorides		0.03

2.2.1. Coarse aggregates

Coarse aggregate is an important component of concrete, which has a direct effect on strength development and is the material on which it bases our study.

According to the Algerian specification, two coarse aggregate gradations were used (3/8 and 8/16); (3/8) comprising a fraction in which the majority is passed 8mm and retained on 2.5mm (NF sieves). As well (8/16) comprises a fraction in which the majority is between 16mm and 6.3mm (NF sieves).

The two coarse aggregate types used are rounded aggregate (GR) and crushed aggregate (GC) (Fig. 1).



Fig.1. Rounded aggregate (GR) and crushed aggregate (GC).

Rounded aggregates GR were directly extracted from Ouad N'sa valley, north east of Ghardaia city whose GPS coordinates are (31 S; 620362; 3612548). Fig 2



Fig.2. Ouad N'sa valley, north-east of Ghardaia City. (Photos from authors)

GR extracted were washed and manually separated using (2.5 – 8) mm sieves to obtain (3/8) gradation and (6.3 – 16) mm sieves for (8/16) gradation. Crushed aggregates GC obtained by crushing boulder stones (>30 cm) brought from the same valley to ensure the same chemical and mineralogical characteristics. Crusher type used was gyratory crusher, is the most used in Algeria. The two obtained gradation (3/8 and 8/16) were also washed. The reason of washing process is to ensure a perfect contact between the binder and aggregate surface. The more the contact is complete, the more the comparison between the two concretes types will be perfect.

According to the USA classification, there are five shape types:

- Well rounded: No original faces left.
- Rounded: Faces almost gone.
- Sub rounded: Considerable wear, faces reduced in area.
- Sub angular: Some wear, but faces untouched.
- Angular: Little evidence of wear. [22,23]

In our case GR is well rounded and the GC is angular.

Table 4. Characteristics of GR and GC aggregate.

Characteristics		Test method	Results	
			GR	GC
Specific gravity (g/m ³)		NF P 18-554	2.65	2.64
Water absorption %		NF P 18-554	1.1	1.2
Cleanness %		NF P 18-591	0	0
Flattening %		NF EN 933-3	24	27
Los Angles abrasion %		NF P 18-573	18	37
Micro Deval abrasion %		NF P 18-572	8.24	17.74
Chemical analysis %	Insoluble (Silica)		16.02	14.86
	Sulphates		1.92	1.96
	Carbonates	NF P 15-461	60.00	61.09
	Chlorides		0.006	0.006

As seen in Table 4, the chemical analysis affected on the two coarse aggregate types, has given almost the same results, even specific gravity were so close. These results confirm that GR and GC have the same mineralogical characteristics. As known an angular shape is larger than a rounded shape, that's the reason of obtaining water absorption ratio of GR slightly higher than GR. Cleanness property equal 0% because of the washing process previously explained.

GR has already suffered (undergone) a shock and eroded by wind and water flow in the valley, which is the reason of the high Los Angles (LA) and Micro Deval (MDE) abrasion resistances as indicates Fig 3. Unlike GC which has a new crushed angular shape.

Flattening ratio relatively increased, this is due to the crusher type used (gyratory crusher).

The new angular crushed shape and increasing of flattening ratio are the primary cause of decreasing LA and MDE abrasion resistance.



Fig. 3. LA and MDE abrasion resistance results of GR and GC aggregates.

3. Mixture design and specimen preparation

To analyze the influence of the two coarse aggregate types on the mechanical behavior of the concretes studied, different test methods have been considered.

The main purpose of mixture design is to identify the optimum composition of aggregates and hydraulic binder. The optimum composition was chosen according to Dreux Goriss method [24].

Binder content was kept constant as 350 kg/m³. The two aggregate composition curves are shown below (Fig 4, 5) and the optimum composition in fig 6. No super plasticizer was used because it was not necessary and moreover it would have increased the costs.

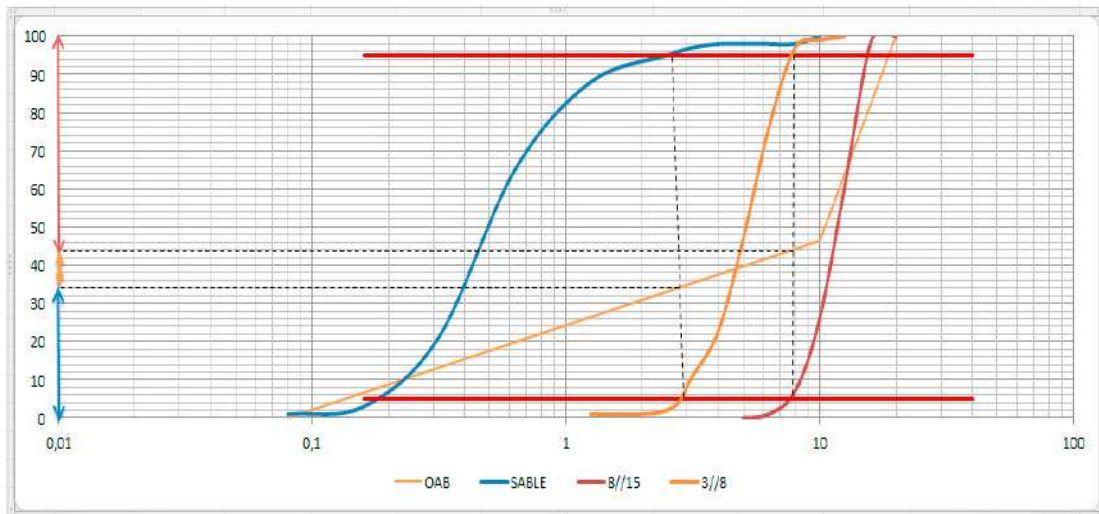


Fig.4. Aggregates distribution and composition for GR-Concrete.

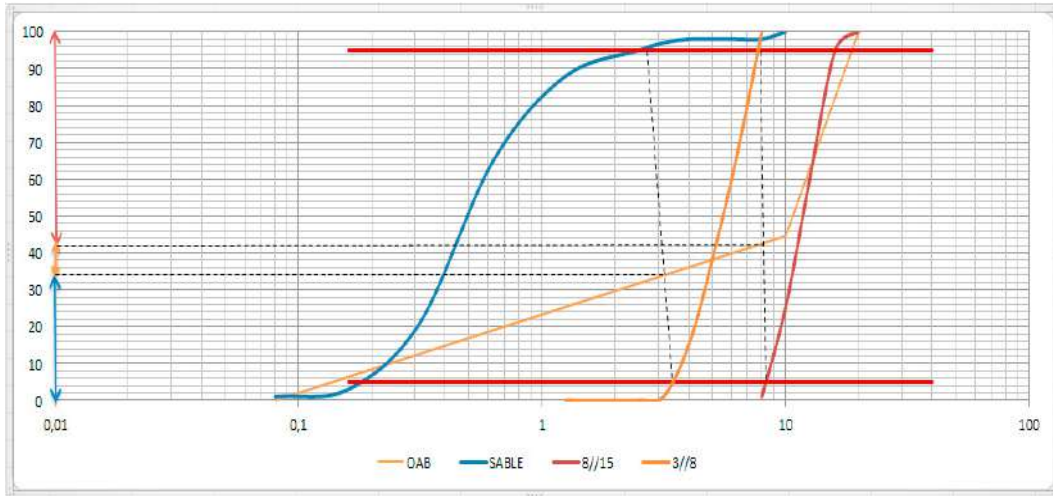


Fig.5. Aggregates distribution and composition for GC-Concrete.

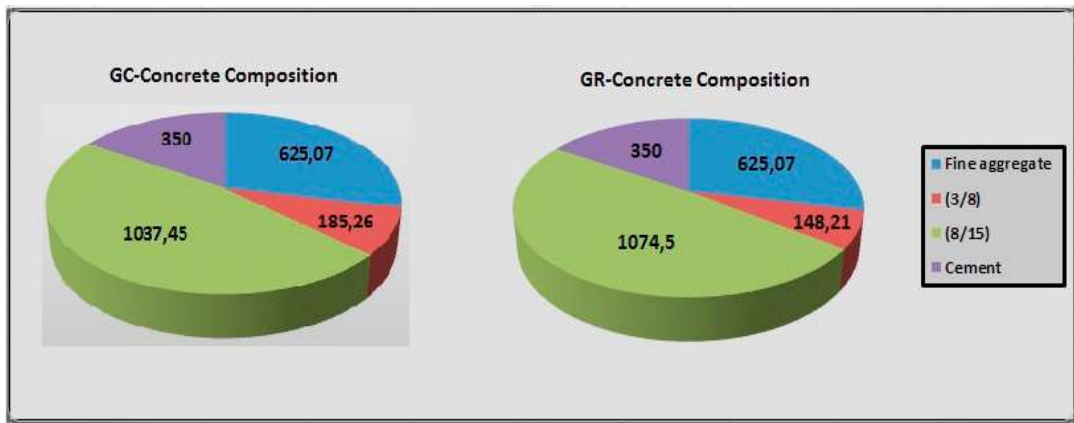


Fig.6. GR & GC Concrete Composition by (Kg/m3).

Concrete mixtures were prepared in a laboratory mixer. In a typical mixing procedure, materials were placed in the mixer as follows: first coarse aggregates and fine aggregates together, this initially dry material was mixed for 1 min; then cement and finally water were added. The total mixing time was 5 min. After the mixing procedure was completed, slump tests according to ASTM C143 were conducted on the fresh concrete to determine the workability. The water was added until obtaining S2 slump grad.

Three specimens were used to determine the properties of hardened concrete for each test.

From each concrete mixture, six specimens were cast in molds of (150x150x150) mm³ and three in molds of (100x100x400) mm³. Some representative specimens are shown in Fig 7. After 24 h, specimens were demolded and all were kept in water until 12 hour before the test. Compressive strength tests were performed according with (NF EN 18-455) standard, splitting tensile test according to (NF P 18-434) and finally flexural tensile test using (NF P 18-433).



Fig.7. Some representative cubic and prismatic specimens.

4. Results and discussions

4.1. Slump test

In order to maintain the same workability range (slump=80 mm) in the two mixes of (GR & GC), a higher water content was required for the GC-Concrete. This had been the reason of obtaining a higher W/C (water cement ratio) for the GC-Concrete comparing to GR-Concrete by about 15% (Table 5). This higher water demand in the GC mixture is as a result of two factors:

- The difficulty imposed by the rough and crushed shape which made it in need of more water to let it more workable. [19]
- Crushed aggregate has a greater surface area than rounded aggregate, so it need more water to fill all surfaces. [25]

4.2. Compressive strength

There is no need to argue that compressive strength is the most important property of concrete since compressive strength presents an overall picture of the quality and properties of concrete, and is invariably a vital element of structural design. This test was applied to cubic samples (150x150x150) mm³ Fig 8. Compressive strength results are presented in Fig 9.

As it is showed in Fig 9, GR-Concrete is more strength vis-a-vis the compression stress than GC-Concrete by about 30% in the 7 day and 26% in the 28 day.



Fig.8. Compressive strength test.

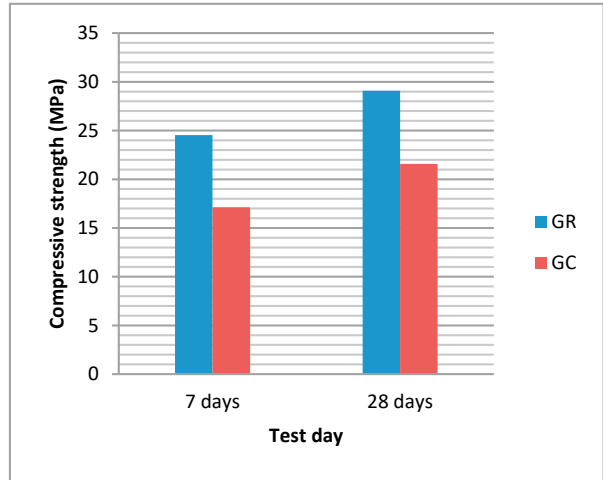


Fig.9. Compressive strength results.

4.3. flexural and splitting tensile strength

It is known that the shape of coarse aggregate affecting directly the performance of concretes specially tensile strength that's why two tensile tests were conducted.

Flexural test was applied to prismatic samples (100x100x400) mm³ (Fig 10) and splitting test to cubic samples (150x150x150) mm³ (Fig 11).



Fig.10. Flexural tensile strength test.



Fig.11. splitting tensile strength test

As what was obtained from the compressive test; GR-Concrete was also more efficient than GC-Concrete in the tensile tests (Flexural & Splitting) Fig 12, 13.

The flexural tensile strength of GR-Concrete was increasing by about 45% to 46% in 7 and 28 days comparing to the GC-Concrete strengths. The efficiency of GR-Concrete vis-a-vis the tensile strength was confirmed by the splitting test where the increasing of the tensile strength achieved 32% in 7 day and 38% in 28 days.

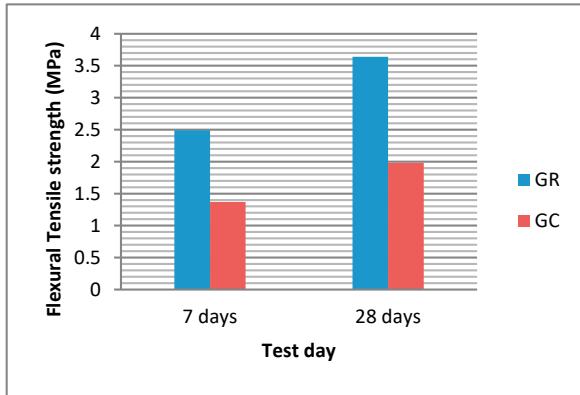


Fig.12. Flexural tensile strength results

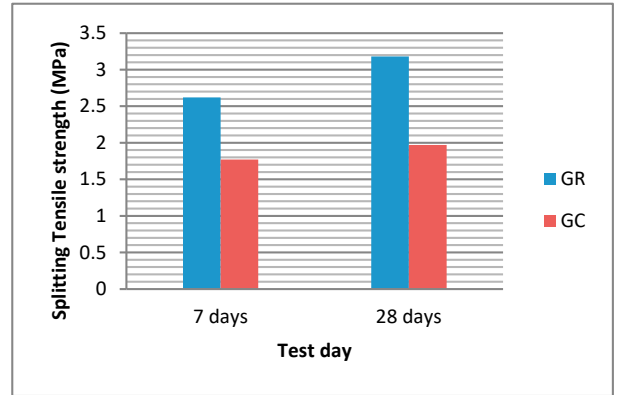


Fig.13. Splitting tensile strength results

All tests results, increasing and decreasing ratio are summarized in Table 5.

Table 5. Characteristics of GR and GC aggregate.

	GR-Concrete		GC-Concrete		decreasing ratio %	
	7 day	28 day	7 day	28 day	7 day	28 day
Water/Cement Ratio	0.53		0.61		Increasing by 15	
Compressive strength (MPa)	24.53	29.09	17.12	21.57	30	26
Flexural Tensile strength (MPa)	2.49	3.64	1.37	1.98	45	46
Splitting Tensile strength (MPa)	2.62	3.18	1.77	1.97	32	38

5. Conclusion

After conducting this research we conclude that:

- Rounded aggregate is tougher than crushed aggregate as LA and MDE abrasion results showed.
- Gyrotory crusher used produce aggregate with high ratio of flattening which affects the LA and MDE abrasion results.
- The use of rounded aggregate improves the workability of the fresh concrete, thus; GR-Concrete needs less water than GC-Concrete to obtain the same slump grade.
- GR-Concrete need less water, so w/c ratio it decreases when using a rounded aggregate.
- The decreasing of w/c ratio conduct to the improvement of the concrete performance as compressive and tensile strength.
- incorporation of rounded aggregate rather than crushed aggregate improve by about 26% the compressive strength, 46% flexural tensile strength and 38% splitting tensile strength.

Globally the results of this investigation are satisfactory; however, the effect of aggregate characteristic on concrete requires further investigation. In this regard, other artificial aggregates produced by other crusher types should be tested to generalize the conclusion.

Acknowledgements

We thank Bouaka Wafa for his valuable assistance in the preparation of this article.

References

- [1] N Diamantonis, I Marinos et al. Investigations about the influence of fine additives on the viscosity of cement paste for self-compacting concrete. *Construction and Building Materials* 2010; 1518:1522-24.
- [2] Nur Hafizah, A Khalid et al. Evaluation of effectiveness of methyl methacrylate as retarder additive in polymer concrete. *Construction and Building Materials* 2015; 449:456-93.
- [3] P Carballosa, J L García Calvo et al. Influence of cement and expansive additive types in the performance of self-stressing and self-compacting concretes for structural elements. *Construction and Building Materials* 2015; 223:229-93.
- [4] Ameer A, Hilal et al. On void structure and strength of foamed concrete made without/with additives. *Construction and Building Materials* 2015; 157:164-85.
- [5] Allaoua Belferrag, Abdelouahed Kriker, Mohamed Elmouli Khenfer. Improvement of the compressive strength of mortar in the arid climates by valorization of dune sand and pneumatic waste metal fibers. *Construction and Building Materials* 2013; 847:853-40.
- [6] Nindyawati, Sri Murni Dewi, Agoes Soehardjono. The Comparison Between Pull-Out Test And Beam Bending Test To The Bond Strength Of Bamboo Reinforcement In Light Weight Concrete. *International Journal of Engineering Research and Applications* 2013; 1497:1500-3.
- [7] Kriker A. Caractérisation des fibres de palmier dattier et propriétés des bétons et mortiers renforcés par ces fibres en climats chaud et sec. PhD thesis, ENP, Algérie; 2005.
- [8] Hamoon Fathi, Tina Lameie, Mehdi Maleki, Rshwan Yazdani. Simultaneous effects of fiber and glass on the mechanical properties of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials* 2017; 443:449-133.
- [9] N Yermak, P Pliya, A L Beaucour et al. Influence of steel and/or polypropylene fibres on the behaviour of concrete at high temperature: Spalling, transfer and mechanical properties. *Construction and Building Materials* 2017 ; 240:250-132.
- [10] Chunheng Zhou, Zongping Chen, Mechanical properties of recycled concrete made with different types of coarse aggregate. *Construction and Building Materials* 2017; 497:506-134.
- [11] Vinay Kumar B M, H Ananthan, K V A Balaji. Experimental Studies on Utilization of Coarse and Finer fractions of Recycled Concrete Aggregates in Self Compacting Concrete Mixes. *Journal of Building Engineering* 2016; S2352-7102(16)30183-8.
- [12] Md Imran Kabir, Mushtaq Ahmed, Rifath Sharmin and H M A Mahzuz. Comparative study on compressive strength of medium grade cement concrete using various types of coarse aggregates. *World Applied Sciences Journal* 2010; 209:209-8.
- [13] M Nuruzzaman, M Salauddin, M Saiful Islam. Experimental Study on the Strength Behavior of Concrete Using Stone Dust as Fine Aggregate. *National Conference on Earthquake and Environmental Disaster* 2015; 62-66.
- [14] Joseph O, Ukpata1, Maurice, E Ephraim. Flexural and tensile strength properties of concrete using lateritic sand and quarry dust as fine aggregate. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences* 2012; 324:331-7.
- [15] Maninder S, Praveen K, Mannan RM. Strength characteristics of SBS modified asphalt mixes with various aggregates. *Constr Build Mater* 2013; 815:823-41. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.12.062
- [16] K Miskovsky, M Taborda Duarte, S Q Kou, P A Lindqvist. Influence of the Mineralogical Composition and Textural Properties on the Quality of Coarse Aggregates. *Journal of Materials Engineering and Performance* 2004; 144:150-13.
- [17] Dong Z, Xiaoming H, Youngli Z. Investigation of the shape, size, angularity and surface texture properties of coarse aggregates. *Constr Build Mater* 2012; 330:336-34. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.02.096
- [18] Zhiquan Zhang, Yufen Zhang, Changgen Yan, Yunxiao Liu. Influence of crushing index on properties of recycled aggregates pervious Concrete. *Construction and Building Materials* 2017; 112:118-135.
- [19] Rifath S, Mushtaq A, Mohiuddin A, Forhat AL. Comparison of strength performance of concrete with uncrushed or crushed coarse aggregates. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences* 2006; 1:4-1.
- [20] Topal A, Sengoz B. Determination of fine aggregate angularity in relation with the resistance to rutting of hot-mix asphalt. *Constr Build Mater* 2005; 155:163-19. doi:10.1016/j.conbuildmat.2004.05.004
- [21] Chen WF. *The civil engineering handbook*. Florida: CRC Press; 1995.
- [22] Uluçaylı M. New developments for asphaltic mixture design gyratory shear press. Ankara: YTMK; 1997. (in Turkish)
- [23] Neville AM. *Properties of concrete*. 3rd ed. England: Longman Ltd 1997; 108:176-3.
- [24] Cherait Yacine, Nafa Zahredinne. *Elements de matériaux de construction et essais*. Université 8 mai 45 Guelma 2007; 206:210.
- [25] M A Aziz. *Z and Z Computer & Printers*. Engineering Materials 1995; Dhaka. 128:129.