

Université
de Toulouse

THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par **L'INSA DE TOULOUSE**
Spécialité : **GENIE CIVIL**

Présentée et soutenue par **M. HO Anh Cuong**
Le **20 Juillet 2010**

Optimisation de la composition et caractérisation d'un béton incorporant des granulats issus du broyage de pneus usagés : Application aux éléments de grande surface

JURY

M. Gilles ESCADEILLAS	Examineur -	Professeur des Universités, Université de Toulouse III
Mme. Michèle QUENEUDEC-T'KINT	Rapporteur -	Professeur des Universités, Université de Picardie Jules Verne
M. Albert NOUMOWE	Rapporteur -	Professeur des Universités, Université de Cergy-Pontoise
<u>M. Anaclet TURATSINZE</u>	Examineur -	Maître de conférences-HDR, Université de Toulouse III
M. Ngoc Anh VU	Examineur -	Docteur, Hanoi Architectural University

Ecole doctorale : **Mécanique Energétique Génie civil Procédés**
Unité de recherche : **Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions**

A la mémoire de mon père Hồ Chát,

A ma mère, mon frère, sa femme et mon neveu Châu Kiệt

A mes beaux parents et mon beau frère

Enfin, à ma tendre chère femme Thùy Dương et mon fils Nhật Minh

Remerciements

Durant ma thèse, j'ai bénéficié d'une bourse cotutelle de l'Agence Universitaire de la Francophonie que je remercie vivement.

Le présent travail a été réalisé donc au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse (INSA) et de l'Université Paul Sabatier à Toulouse (UPS), France et à l'Institut de Transport Science et Technologie (ITST) à Hanoi, Vietnam.

Je tiens à remercier Mme. le Professeur Ginette Arliguie, Ex-Directrice du LMDC et M. le Professeur Jean-Pierre Ollivier, Ex-Directeur de l'école doctorale MSM de m'avoir accueilli durant ces années au sein de leur équipe. Je remercie également à M. Hoang Huyen Nguyen, Ex-Directeur général de l'ITST qui m'a accueilli à son institut.

J'adresse mes plus vifs remerciements à M. Anaclet Turatsinze, Maître de conférences – HDR à l'Institut Universitaire de Technologie de l'UPS qui, en tant que Directeur de thèse, a permis l'aboutissement heureux de ce travail. Je le remercie pour son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence m'a transmis sa passion pour ce sujet. Sans lui, cette thèse n'aurait jamais vu le jour.

A ces remerciements, je souhaite associer mon co-Directeur de thèse, M. Duc Chinh VU, Professeur à l'ITST pour sa direction scientifique, ses conseils, sa confiance et son encouragement pour ce travail.

Je suis gré à M. le Professeur Gilles Escadeillas, Directeur du LMDC de m'avoir fait l'honneur de présider le Jury de soutenance.

Je tiens à adresser toute ma gratitude à Mme. le Professeur Michèle Quéneudec – T'Kint, Université de Picardie Jules Verne et M. le Professeur Albert Noumowé, Université de Cergy-Pontoise, d'avoir accepté d'évaluer ce travail de thèse. J'ai particulièrement apprécié les remarques, les commentaires qu'ils ont rapportés.

Un grand merci à M. Ngoc Anh Vu, Docteur à Hanoi Architectural University, Vietnam d'avoir accepté de participer à ce jury de soutenance et pour ses remarques pertinentes.

Au cours de ma préparation de thèse, j'ai trouvé un cadre de travail agréable et accueillant. J'adresse un merci particulier à Mme. Ariane Abou-Chakra Guery, Maître de conférences à l'INSA de Toulouse pour ses conseils scientifiques et son aide très importante pour ma thèse.

Je voudrais adresser un grand merci à Mme. Berangere Lartigue, Maître de conférences – HDR au Laboratoire Physique de l'Homme Appliquée à Son Environnement de l'UPS qui, en tant que mon parrain pour sa confiance, son aide et son encouragement pour ce travail.

Je suis très reconnaissant à Mme. Duong Thi Minh Thu, Conseillère du Recteur de l'Ecole Supérieure de Communication et de Transport de Hanoi, Vietnam pour son aide tout au long de ces années de thèse.

Je remercie également M. Michel Mouret, Maître de conférences à l'UPS et M. Ahmed Toumi, Maître de conférences à l'Institut Universitaire de Technologie de l'UPS pour leurs supports et leurs conseils scientifiques pour ce travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à toute l'équipe du LMDC, particulièrement à M. Bernard Attard, M. Guillaume Lambaré, M. Marc Bégué et M. Laurent Larregain pour leur soutien ainsi que leur aide.

Un grand merci à tous mes amis du LMDC, surtout à Thành, Sơn, Bình, Hiếu, Trữ, Minh, Hiệp, Rashid, Abdelkadir, Sifaques, Pierre et Rachida, avec qui les échanges scientifiques ou amicaux m'ont fait de bons souvenirs inoubliables.

Je remercie tout particulièrement Chương pour les bons moments que nous avons partagé ensemble durant le séjour à Toulouse.

En fin, une grande pensée pour féliciter et remercier du fond du cœur ma famille, mes collègues, mes amis pour le soutien et les encouragements sans faille malgré la distance tout au long de cette thèse. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon amitié et de ma gratitude.

AUTEUR : M. Anh Cuong HO

TITRE : Optimisation de la composition et caractérisation d'un béton incorporant des granulats issus du broyage de pneus usagés : Application aux éléments de grande surface

DIRECTEUR DE THESE : M. Anaclet TURATSINZE, Maître de conférences – HDR, Institut Universitaire de Technologie de l'Université Paul Sabatier à Toulouse, France.

CO-DIRECTEUR DE THESE : M. Duc Chinh VU, Professeur, Institut de Transport Science et Technologie, Vietnam.

RESUME :

Les matériaux de construction par excellence que sont les matériaux à base cimentaire offrent une faible résistance à la traction ainsi qu'une faible capacité de déformation. Ils sont fragiles et particulièrement sensible à la fissuration, notamment la fissuration due au retrait dans le cas d'éléments à grande surface. Des joints de retrait judicieusement espacés permettent de localiser la fissuration et d'éviter le désordre apparent. Malheureusement, ils constituent aussi le point de départ de futurs désordres (pénétration d'agents agressifs, tuilage, etc.).

Cette thèse est une contribution au développement d'un nouveau composite cimentaire présentant une capacité de déformation améliorée. Dans cet objectif, des granulats en caoutchouc (G.C.) issus du broyage de pneus usagés ont été utilisés en remplacement partiel du sable.

Les résultats obtenus montrent que la présence de ces granulats est préjudiciable vis-à-vis de la rhéologie du matériau à l'état frais mais que l'utilisation d'un superplastifiant et d'un agent de viscosité permet de réaliser les corrections nécessaires. A l'état durci, une chute de la résistance mécanique et du module d'élasticité est observée, en contrepartie la capacité de déformation au stade de la localisation de la macrofissuration est significativement augmentée. Des essais dédiés permettent de démontrer que cette incorporation de G.C. permet de réduire la sensibilité à la fissuration de retrait avec un intérêt évident pour les applications à grande surface comme les chaussées et dallages sur terre-plein. L'influence de la présence de ces G.C. sur la cinétique de la fissuration a été analysée et confirmée par le biais d'une variable d'endommagement et par l'activité (émission) acoustique accompagnant le processus de fissuration.

Le potentiel du composite dans les applications à grande surface comme les chaussées en béton a aussi été abordé par le biais de l'indice de qualité élastique qui a confirmé les promesses attendues. Compte tenu du rôle joué par le module d'élasticité du composite sur ces nouvelles propriétés et les applications potentielles, les outils prédictifs de ce module en fonction du dosage en G.C. présentent un intérêt pratique évident. Dans ce sens, cette thèse a permis de tester la pertinence de quelques modèles analytiques. Dans ce cadre, la borne inférieure de Hashin-Shtrikman qui reste perfectible s'est avérée la mieux indiquée.

A côté de l'intérêt en termes d'application matériau Génie Civil, l'incorporation de G.C. constitue une voie de valorisation de pneus usagés non réutilisables et une contribution à la protection de l'environnement.

MOTS-CLES :

Granulats en caoutchouc, fissuration, capacité de déformation, fragilité, endommagement, émission acoustique, indice de qualité élastique, chaussées, valorisation, protection de l'environnement.

ABSTRACT:

Cement-based materials exhibit low tensile strength and poor strain capacity. They are brittle and are very sensitive to cracking particularly to shrinkage cracking in large area applications. Sawn joints allow shrinkage cracking to be localised a way to avoid unsightly cracking. Unfortunately they are also the starting point of future distress (ingress of aggressive agent, curling, etc.).

This work is a contribution to the design of a cement-based material exhibiting an enhanced strain capacity. For a such objective rubber aggregates (RAs) obtained from grinding end of life tyres partly replacing natural sand have been used.

Results showed that RAs are detrimental to the properties of the fresh materials (workability and segregation). However the use of optimized content of a superplasticiser and of a viscosity agent allows the required behaviour to be achieved.

With regard to harden state, RAs reduce the strength and the modulus of elasticity of the composite but the strain capacity corresponding to the macrocracking formation is significantly improved. Specific tests showed that RAs reduced the propensity of the material for shrinkage cracking, offering an interest for large surface area such as pavements.

Analysis by a scalar damage variable and by acoustic emission is in a good agreement with expected effect of RAs on the cracking kinetics and on the mechanical behaviour of the composite.

The interest of the rubberized concrete in large area application such as concrete pavements has been studied and confirmed through the Elastic Quality Index. Given the major role of the modulus of elasticity of the composite on the new properties and expected applications, tools aimed to predict this modulus of elasticity as a function of RAs content are of practical benefit. With this purpose, the work allowed the relevance of some analytical models to be tested. In this context, the lower Hashin-Shtrikman bound which remains perfectible proved to be the most appropriate.

Finally, apart from application of civil engineering material, the use of RAs from grinding end of life tyres is a solution of recovery of an industrial by-product and a contribution to a clean environment.

KEYWORDS:

Rubber aggregates, cracking, strain capacity, brittleness, damage, acoustic emission, elastic quality index, pavement, recycling, clean environment.

TABLE DE MATIERE

Table de matière	vii
Liste des figures	xi
Liste des tableaux	xix
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE.....	7
I.1. Les pneumatiques usagés	9
I.1.1. Les pneumatiques	9
I.1.2. La filière de recyclage des pneumatiques usagés en France.....	10
I.1.3. Les voies de valorisation des pneus usagés	11
I.1.4. La valorisation des déchets de caoutchouc au Vietnam	13
I.2. Valorisation de pneus usages sous forme de granulats dans les matériaux à base cimentaire.....	14
I.2.1. Effets de G.C. sur les propriétés des bétons à l'état frais	15
I.2.2. Propriétés à l'état durci du béton incorporant des G.C.....	17
I.2.2.1. Résistance en compression.....	17
I.2.2.2. Résistance en traction.....	19
I.2.2.3. Module d'élasticité	21
I.2.2.4. Traitement de la surface des G.C.	22
I.2.2.5. Capacité de déformation.....	23
I.2.2.6. Retrait	26
I.2.2.7. Ténacité et fragilité.....	29
I.2.2.8. Mode de rupture	33
I.2.2.9. Module d'élasticité dynamique	34
I.2.2.10. Amortissement des vibrations	35
I.2.2.11. Propriétés de transfert.....	37
I.2.2.12. Résistance au gel et dégel.....	39
I.2.2.13. Emission acoustique	40
I.2.2.14. Résistance à la glissance.....	43
I.2.2.15. Résistance à l'abrasion	43
I.2.2.16. Résistance au feu	44
I.3. Généralité sur les chaussées	45
I.3.1. La structure de chaussée	46
I.3.2. Les chaussées en béton cimentaire	47

I.3.3.	De la chaussée en béton à base cimentaire au Vietnam.....	50
I.4.	Comportement du béton à la fatigue.....	51
I.5.	Conclusions.....	55

CHAPITRE II : OPTIMISATION DE LA COMPOSITION DU BETON INCORPORANT DES GRANULATS EN CAOUTCHOUC..... 57

II.1.	Optimisation de la composition du BIGC.....	60
II.1.1.	Les matériaux utilisés	60
II.1.2.	Optimisation des formulations type BIGC	64
II.1.2.1.	Le phénomène de ségrégation des granulats en caoutchouc.....	64
II.1.2.2.	Optimisation du dosage en superplastifiant pour la composition N°4	67
II.1.2.3.	La variable taux d'incorporation en granulats en caoutchouc	68
II.2.	Effet de l'incorporation des G.C. à l'état frais.....	69
II.2.1.	Affaissement	69
II.2.2.	Teneur en air	71
II.2.3.	Masse volumique	72
II.3.	Résistance en compression à l'état durci	73
II.4.	Conclusion	75

CHAPITRE III : EFFETS DES GRANULATS EN CAOUTCHOUC SUR DES PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES DU BETON..... 77

III.1.	Introduction.....	79
III.2.	Les propriétés mécaniques.....	80
III.2.1.	Evolution de la résistance en compression	80
III.2.1.1.	Résultats et discussions.....	80
III.2.1.2.	Développement de la résistance en compression en fonction du temps	81
III.2.2.	Module d'élasticité en compression	82
III.2.2.1.	Dispositif expérimental.....	82
III.2.2.2.	Résultats et discussions.....	84
III.2.3.	Evolution de la résistance en traction	85
III.2.3.1.	Dispositif expérimental.....	85
III.2.3.2.	Résultats et discussions.....	86
III.2.4.	Comportement en flexion quatre - points	87
III.2.4.1.	Dispositif expérimental.....	87
III.2.4.2.	Résultats et discussions.....	89

III.3. Les effets combinés des G.C. et de la température	95
III.3.1. Dispositif expérimental.....	96
III.3.2. Résultats et discussions.....	97
III.4. Effet de l'incorporation des G.C. sur la variation dimensionnelle de retrait libre du BIGC	102
III.4.1. Dispositif expérimental.....	102
III.4.2. Retrait total	104
III.5. Effet de l'incorporation des G.C. sur la sensibilité à la fissuration.....	106
III.5.1. Indice de fragilité (Brittleness Index - BI).....	106
III.5.1.1. Dispositif expérimental.....	108
III.5.1.2. Résultats et discussions.....	109
III.5.2. Sensibilité à la fissuration du retrait empêché	111
III.5.2.1. Dispositif expérimental.....	111
III.5.2.2. Retrait empêché	113
III.5.3. Influence des G.C. sur la cinétique de la fissuration en traction par flexion. 118	
III.5.3.1. Analyse par le biais d'une variable d'endommagement.....	118
III.5.3.2. Analyse par l'émission acoustique	125
III.5.3.3. Variable d'endommagement et activité acoustique.....	133
III.6. Les propriétés physiques	134
III.6.1. L'absorption acoustique.....	134
III.6.1.1. Dispositif expérimental.....	134
III.6.1.2. Résultats et discussions.....	137
III.6.2. Conductivité thermique	141
III.6.2.1. Dispositif expérimental.....	141
III.6.2.2. Résultats et discussions.....	143
III.7. Conclusion	145

CHAPITRE IV : COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS DE FATIGUE, INDICE DE QUALITE ELASTIQUE ET OUTILS DE PREDICTION DU MODULE D'ELASTICITE DES BIGC	147
--	-----

IV.1. Introduction.....	149
IV.2. Comportement en fatigue.....	149
IV.2.1. Dispositif expérimental et éprouvettes étudiées	150
IV.2.2. Résultats et discussions.....	153
IV.2.2.1. Durée de vie - Diagramme de Wöhler.....	153
IV.2.2.2. Evolution de la longueur de fissure en fonction du nombre de cycles	155
IV.2.2.3. Vitesse de propagation de fissure et application de la loi de Paris....	157

IV.2.2.4. Evolution de la flèche et de l'ouverture de fissure en fonction du nombre de cycles	160
IV.2.2.5. Du critère de rupture sous sollicitation monotone et sous chargement de fatigue	163
IV.3. Performance du BIGC.....	165
IV.4. Modélisation analytique du module d'élasticité.....	169
IV.4.1. Introduction.....	169
IV.4.2. Des modèles analytiques couramment utilisés	170
IV.4.2.1. Modèles de Hill	170
IV.4.2.2. Modèle de Topçu	172
IV.4.2.3. Bornes de Hashin-Shtrikman (BHS)	174
IV.4.2.4. Modèle de sphère composite de Christensen-Lo.....	176
IV.4.3. Résultats et discussions.....	179
IV.5. Conclusions.....	186
 CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES	 189
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	 197
 V. ANNEXES	 209

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Malgré une valorisation énergétique les stocks de pneus usagés et le risque qu'ils représentent restent élevés.....	10
Figure I-2: Répartition des voies de valorisation des pneus usagés, [Aliapur 08].....	11
Figure I-3 : Réhabilitation de carrière par l'utilisation de pneus usagés, [Aliapur 08].....	12
Figure I-4 : Le chantier Cannes-Mandelieu en 1988 avec la technique de Pneusol®, [Nguyen Thanh 93].	13
Figure I-5 : Influence du dosage en poudre issue du déchet de caoutchouc sur la résistance en traction et l'élongation à la rupture, [Nguyen 98].....	14
Figure I-6 : Influence de G.C. sur l'affaissement, [Güneyisi 04]-a, [Khaloo 08]-b.....	15
Figure I-7 : Variation de la masse volumique du béton incorporant des G.C., [Güneyisi 04]-a, [Kaloush 05]-b.....	16
Figure I-8 : Influence du taux de caoutchouc sur le contenu d'air occlus, [Khatib 99].....	17
Figure I-9: Influence du dosage en G.C. sur la résistance en compression à 7 et 28 jours (BAP dont le sable 0-4mm remplacé par des G.C. 0-4mm), [Garros 07].....	18
Figure I-10: Influence de l'adjonction de G.C. sur la résistance en compression, [Khatib 99].	19
Figure I-11 : Influence du taux de substitution de G.C. de fumée de silice sur la résistance à la traction par fendage, [Güneyisi 04].....	20
Figure I-12 : Variation du module d'élasticité du béton incorporant G.C. et de la fumée de silice, [Güneyisi 04].	21
Figure I-13 : Influence des G.C. sur le module d'élasticité, [Ganjian 09].....	22
Figure I-14 : Influence de l'incorporation de G.C. sur la capacité de déformation en traction directe, [Turatsinze 05].	24
Figure I-15 : Comportement en flexion des blocs de béton caoutchouc, [Sukontasukkul 06].	25
Figure I-16 : Courbes "force-flèche" en flexion – effet du remplacement partiel du sable par des G.C. dans un BAP, [Garros 07].	25
Figure I-17 : Définition de l'indice de non linéarité et influence des G.C. sur cet indice, [Khaloo 08].	26
Figure I-18: Evolution du retrait total des mortiers en fonctions du taux de substitution en G.C., [Turatsinze 05].....	27

Figure I-19 : Essais de retrait empêché à l’anneau : géométrie de l’éprouvette (A=13 mm, B=330 mm, C=406 mm et H=150 mm), [Garros 07].	28
Figure I-20 : Déformation de l’anneau en acier sous l’êtreinte du béton en fonction du temps, [Garros 07].	29
Figure I-21 : Influence de l’incorporation des G.C. sur l’énergie de fracture, [Sukontasukkul 06].	31
Figure I-22 : Influence du dosage en G.C. sur l’indice de ténacité, [Khaloo 08].	31
Figure I-23 : Evaluation de l’indice de fragilité (BI), [Erkan 95] et [Wu 98].	32
Figure I-24: Influence de G.C. sur l’indice de fragilité, [Topçu-1, 97]-a et [Benazzouk 03]-b.	33
Figure I-25 : Influence de la présence des G.C. sur les modes de rupture, [Khaloo 08].	34
Figure I-26 : Influence du dosage et du type de particules en caoutchouc sur le module dynamique, [Quéneudec t’Kint 05].	35
Figure I-27 : Influence de l’incorporation des G.C. sur le module dynamique d’un BHP, [Hernández-Olivares 04].	35
Figure I-28 : Influence des G.C. et du temps de conservation sur la vitesse des ondes ultrasoniques du béton, [Albano 05].	36
Figure I-29 : Evolution de la perméabilité à l’oxygène en fonction du taux d’incorporation et de la taille des G.C., [Garros 07].	38
Figure I-30 : Evolution de l’absorption d’eau en fonction du dosage en G.C., [Benazzouk 04].	39
Figure I-31 : Evolution de l’absorption capillaire en fonction du taux d’incorporation et de la taille des G.C., [Garros 07].	39
Figure I-32: Effet des G.C. sur la résistance au gel-dégel des matériaux à base cimentaire : état des éprouvettes après 300 cycles de gel -dégel, [Benazzouk 01].	40
Figure I-33 : Représentation schématique d’un essai d’émission acoustique, [EPA SA 06].	41
Figure I-34 : Géométrie d’éprouvette et emplacement des capteurs pour une localisation 3D, [Chen 07].	42
Figure I-35 : Localisation des sources d’EA dans une éprouvette entaillée en traction par flexion trois-points : (a) avant le pic de charge, (b) dans la zone post pic jusqu’à la ruine totale, [Chen 07].	42
Figure I-36 : Influence des G.C. sur la résistance de glissance du béton où la légende BPN à l’ordonnée désigne “British Pendulum Number”, [Sukontasukkul 06].	43

Figure I-37 : Influence des G.C. sur la perte de poids des essais d'abrasion, [Sukontasukkul 06]-a, [Segre 00]-b.	44
Figure I-38 : Ecaillages à la surface des éprouvettes incorporant 0% et 3% du volume de G.C. après l'essai de résistance au feu, [Hernández-Olivares 04].	45
Figure I-39 : Silhouette des éprouvettes après l'essai de résistance au feu, [Hernández-Olivares 04].	45
Figure I-40 : Coupe type d'une structure de chaussée, [Diakhate 07].	46
Figure I-41 : Chargement d'une chaussée en béton.	48
Figure I-42: Courbe type de Wöhler issue d'essais de flexion cyclique, [Clemmer 22].	53
Figure I-43 : Courbe type de Wöhler pour le cas de [Redjel 95] issue d'essais de flexion cyclique.	53
Figure I-44 : Relation entre la contrainte en flexion et le nombre de cycles à la ruine, [Hernández-Olivares 07].	54
Figure II-1 : Courbe granulométrique du gravillon roulé de classe (4/10) mm.	60
Figure II-2 : Granulats en caoutchouc de classe (0/4) mm utilisés.	61
Figure II-3: Courbes granulométriques du sable et du G.C. de classe (0/4) mm.	62
Figure II-4 : Illustration des éprouvettes (de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm) sciées des compositions à différents dosages en G.C. étudiées.	69
Figure II-5 : Illustration de l'essai d'affaissement de cône d'Abrams.	70
Figure II-6 : Influence du dosage en G.C. sur la teneur en air occlus.	72
Figure II-7 : Masse volumique des bétons frais de la mesure expérimentale et du calcul théorique en fonction du taux de substitution en G.C.	73
Figure II-8 : Surfaçage d'une éprouvette par l'enduit au soufre.	74
Figure III-1 : Effet des G.C. sur la résistance en compression à 28 jours.	80
Figure III-2 : Défaut d'adhérence entre le caoutchouc et la matrice cimentaire vu au vidéo-microscope, (grossissement x100).	81
Figure III-3 : Effet des G.C. sur le développement de la résistance en compression.	82
Figure III-4 : Cage extensométrique utilisée pour la détermination du module d'élasticité.	83
Figure III-5 : Recommandations RILEM pour la détermination du module d'élasticité, [Rilem CPC8, 72].	83
Figure III-6 : Influence du dosage en G.C. sur le module d'élasticité à 28 jours.	84
Figure III-7 : Eprouvette cylindrique reposant sur le support dédié après l'essai de traction indirecte par fendage.	85
Figure III-8 : Influence du dosage en G.C. sur la fct à l'âge 28 jours.	86

Figure III-9 : Dispositif expérimental de l'essai de flexion quatre-points, dimension en millimètre.	88
Figure III-10 : Essai de flexion quatre – points : dispositif expérimental.....	88
Figure III-11 : Paramètres caractéristiques mesurés lors d'un essai de flexion quatre-points..	89
Figure III-12: Courbes “Force–Flèche”, influence du taux de substitution en G.C.....	90
Figure III-13 : Influence du dosage en G.C. sur la capacité portante F_{max} en flexion quatre-points.	91
Figure III-14 : Evolution de la capacité de déformation maximale en fonction du taux de substitution en G.C.....	92
Figure III-15 : Courbes force “normée” F/F_{max} en fonction de la flèche, influence du taux de substitution en G.C.....	92
Figure III-16 : Différentes phases de la courbe “Force–Flèche”.	93
Figure III-17 : Définition (a) et influence de l’incorporation de G.C. sur l'INL (b).	94
Figure III-18 : Chute relative de la capacité portante résiduelle post-fissuration.	95
Figure III-19 : Disposition pour suivre la variation de la température au sein de l’éprouvette à la sortie de l’étuve.	96
Figure III-20 : Variation de la température au sein de l’éprouvette durant les 50 minutes suivant la sortie de l’étuve.....	97
Figure III-21 : Effet de la température sur la résistance en compression.....	98
Figure III-22 : Effets de la température sur la résistance en traction.	98
Figure III-23 : Effets de la température sur le module d’élasticité.	99
Figure III-24 : Fissuration à la surface et à 20 mm à l’intérieur des éprouvettes après étuvage à 70°C.....	101
Figure III-25 : Conservation des éprouvettes pour essais de retrait (salle 20 + 1oC et 50 + 5% HR).....	102
Figure III-26 : Dispositif expérimental de mesure du retrait.	103
Figure III-27: Effet des G.C. sur le retrait total.....	104
Figure III-28 : Evolution de la perte de masse.....	104
Figure III-29 : Retrait total en fonction de la perte de masse.....	105
Figure III-30 : Corrélacion entre retrait total à 760 jours et module d’élasticité en compression à 28 jours.	105
Figure III-31 : Retrait de différents bétons de même formulation confectionnés avec différents granulats conservés dans une ambiance de 21oC et 50% HR, [Troxell 58].	106
Figure III-32 : Répartition de l’énergie de fissuration pour le calcul de l’indice de fragilité.	107

Figure III-33 : Dispositif expérimental de l'essai de flexion trois-points, dimension en millimètre.	108
Figure III-34: Photographie d'une éprouvette dans la configuration de la Figure III-33.	108
Figure III-35 : Courbes "Force-Flèche" en flexion trois-points des compositions étudiées.	109
Figure III-36 : Evolution de l'indice de fragilité et de l'énergie plastique en fonction de la fraction volumique de G.C.	110
Figure III-37 : Corrélation entre l'indice de fragilité et le module d'élasticité.....	111
Figure III-38 : Géométrie du dispositif expérimental d'après la norme [ASTM C 1581-04, 05], A=13 mm, B=330 mm, C=406 mm et H=130 mm.....	112
Figure III-39 : Détail du démoulage de l'anneau de béton.	113
Figure III-40 : Eprouvette annulaire en cours d'essai.	113
Figure III-41 : Effet des G.C. sur de la déformation de l'anneau central en fonction du temps.	114
Figure III-42 : Evolution de la déformation nette en fonction de la racine carrée du temps écoulé des 4 bétons: B0GC, B20GC, B30GC et B40GC.....	116
Figure III-43 : Principe de calcul de la variable d'endommagement D.....	120
Figure III-44 : Comportement du béton B0GC et B40GC en flexion trois point.	121
Figure III-45 : Influence du G.C. sur l'évolution de la rigidité du B0GC et B40GC.	121
Figure III-46 : L'évolution de la rigidité présentée par les fonctions différentes.	123
Figure III-47 : Influence du G.C. sur l'évolution de la variable d'endommagement (D).....	124
Figure III-48: Schéma de la disposition en 3D des capteurs d'EA, dimension en millimètre.	126
Figure III-49 : Illustration du dispositif d'EA pour un essai de traction par flexion trois-points.	126
Figure III-50 : Corrélation entre le niveau de chargement "Force-Flèche" et l'activité acoustique du B0GC, B20GC et B40GC.	128
Figure III-51: Corrélation entre la courbe "Force-Flèche" et signaux d'EA cumulés du B0GC, B20GC et B40GC.....	130
Figure III-52: Influence du dosage de G.C. sur l'activité acoustique cumulée.....	131
Figure III-53 : Localisation des sources d'EA au pic de l'activité acoustique et au voisinage de la ruine de l'éprouvette.	132
Figure III-54 : Corrélation entre l'activité acoustique cumulée et la variable d'endommagement : cas du B0GC et du B40GC.	133

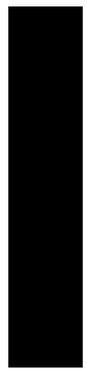
Figure III-55 : Dispositif expérimental avec l'appareil à ondes stationnaires Type 4002 (tube de Kundt), le générateur GX 245 et l'amplificateur 2610.....	135
Figure III-56 : L'appareil à ondes stationnaires Type 4002 (tube de Kundt) avec les deux types de tube utilisés, le générateur GX 245 ainsi que l'amplificateur 2610.....	136
Figure III-57 : Mise en place des supports avec le petit et le grand échantillon à l'extrémité des tubes.	137
Figure III-58 : Comportement d'un son incident à la surface d'un matériau.....	137
Figure III-59 : Influence du dosage en G.C. sur le coefficient d'absorption acoustique.	138
Figure III-60 : Evaluation du rapport de surface d'absorption du son (SAA), [Park 05].	139
Figure III-61: Influence du dosage en G.C. sur le SAA.....	140
Figure III-62 : Dispositif expérimental de l'essai de la mesure de conductivité thermique. .	142
Figure III-63 : Illustration des matériels de l'essai de la mesure de conductivité thermique.	142
Figure III-64 : Influence du dosage en G.C. sur la conductivité thermique.....	144
Figure IV-1 : Dispositif expérimental pour un essai de fatigue en flexion trois-points, dimension en millimètre.....	151
Figure IV-2 : Photographie d'une éprouvette et de son instrumentation (mesure de la flèche, de l'ouverture d'entaille et de la propagation de fissure) au cours d'un essai de fatigue en traction par flexion trois-points.	151
Figure IV-3 : Variation de la force lors de l'essai de fatigue en flexion.....	152
Figure IV-4 : Influence de la présence des G.C. sur la durée de vie – Diagramme de Wöhler.	153
Figure IV-5 : Durée de vie en fonction du taux de chargement, effet de G.C. (comparaison du B0GC et du B40GC).	154
Figure IV-6 : Influence de G.C. sur la propagation de fissure avec $S = 0,65$ (a) et $0,80$ (b). 156	
Figure IV-7 : Droites de régression linéaire de la propagation de fissure du B0GC et du B40GC.....	157
Figure IV-8 : Cinétique de propagation de fissure et loi de Paris.....	160
Figure IV-9 : Evolution de la flèche en fonction du taux de chargement.	162
Figure IV-10 : Evolution de l'ouverture de fissure en fonction du taux de chargement.....	163
Figure IV-11 : Pour une composition donnée, unicité du critère de la rupture sous chargement monotone ou sous sollicitation de fatigue : cas du B0GC et B40GC avec $S = 0,65$. 164	
Figure IV-12 : Détermination de l'IQE.....	166
Figure IV-13 : Influence de l'incorporation des G.C. et de la température sur l'IQE.	166

Figure IV-14 : Influence de l'adjonction de G.C. et de la température sur la classe de performance mécanique du BIGC.....	168
Figure IV-15 : Représentation schématique des modèles de Hill, [Hill 63].	171
Figure IV-16 : Modèles de cellule unitaire, [Topçu-2, 97].	173
Figure IV-17 : Modèle de Christensen-Lo, [Christensen 86].....	177
Figure IV-18 : Module d'élasticité des BIGC : comparaison des résultats expérimentaux et des "bornes" de Hill.	180
Figure IV-19 : Module d'élasticité : résultats expérimentaux et prédictions par le modèle de Topçu correspondantes aux trois valeurs du module d'élasticité de la matrice.	182
Figure IV-20 : Module d'élasticité expérimental et prévision par le modèle Christensen-Lo.	183
Figure IV-21 : Module d'élasticité, valeurs expérimentaux vis-à vis des bornes de Hashin-Shtrikman.	185
Figure V-1 : Fiche technique du gravillon roulé de classe (4/10) mm.....	211
Figure V-2 : Fiche technique du sable de classe (0/4) mm.	212
Figure V-3 : Déplacement transversal des trois éprouvettes.....	214
Figure V-4 : Déformation longitudinale des trois éprouvettes.....	214
Figure V-5 : Courbes "Force-Flèche" des essais de flexion quatre-points.....	216
Figure V-6 : Courbes "Force-Flèche" de l'essai trois-points avec les éprouvettes entaillées.	217
Figure V-7 : Influence du dosage de G.C. sur l'activité acoustique de 3 bétons B0GC, B20GC et B40GC.....	218
Figure V-8 : Coefficient d'absorption acoustique de 3 bétons B0GC, B20GC et B40GC....	220

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Valorisation de pneus usagés des pays développés, [IST 04].	9
Tableau I-2 : Résultats de la résistance par fendage des échantillons d'épaisseur (E) et de diamètre (D), [Kaloush 05].	20
Tableau I-3 : Coefficient de perméabilité à l'air du composite ciment-caoutchouc, [Benazzouk 04].	37
Tableau II-1 : Composition du béton de référence.	63
Tableau II-2 : Composition No1 du B40GC.	65
Tableau II-3 : Composition retenue.	67
Tableau II-4 : Les compositions à différents dosages en G.C. étudiées.	68
Tableau II-5 : Synthèse des valeurs d'affaissement des composites étudiées.	70
Tableau II-6 : Les résistances en compression à l'âge 28 jours des composites retenues.	74
Tableau III-1 : Influence du dosage en G.C. sur le développement de la résistance en compression, D (%) est la dispersion des mesures.	82
Tableau III-2 : Module d'élasticité à 28 jours en fonction du dosage en G.C.	84
Tableau III-3 : Les résistances en traction par fendage à l'âge 28 jours des composites retenues.	87
Tableau III-4 : Influence du dosage des G.C. sur la Fmax et la δF_{max} en flexion quatre-points.	90
Tableau III-5 : Influence du dosage en G.C. sur la rigidité des bétons étudiés.	91
Tableau III-6 : Effets combinés des G.C. et de la température sur la f_c , f_{ct} et E_c . D% est la dispersion des résultats.	99
Tableau III-7 : Influence du taux d'incorporation en G.C. sur l'indice de fragilité (BI).	110
Tableau III-8 : Paramètres issus d'un essai de retrait empêché à l'anneau suivant la norme [ASTM C1581-04, 05].	115
Tableau III-9 : Résultats des essais de retrait empêché après dépouillement des données brutes suivant la norme [ASTM C1581-04, 05].	117
Tableau III-10 : Vitesse des ondes des trois bétons étudiés.	127
Tableau III-11 : Effet du dosage de G.C. sur le coefficient d'absorption acoustique.	139
Tableau III-12: Influence du dosage en G.C. sur la conductivité thermique.	144
Tableau IV-1 : Les charges de rupture de 5 éprouvettes, les valeurs moyennes (F_u) du B0GC et B40GC.	152

Tableau IV-2 : Les charges maximales (F_{max}) correspondantes à 65, 80 et 90% F_u du B0GC et B40GC.....	152
Tableau IV-3 : Influence de la présence des G.C. sur la durée de vie pour des taux de charge différents.....	153
Tableau IV-4 : Vitesse de propagation par régression linéaire.	158
Tableau IV-5 : Valeurs des coefficients de la loi de Paris.	160
Tableau IV-6 : Effet combiné des G.C. et de la température sur l'IQE.	167
Tableau IV-7 : Module d'élasticité et coefficient de Poisson utilisés dans les modèles.....	180
Tableau IV-8 : Paramètres du calcul, valeurs théoriques des "bornes" de Hill et résultats expérimentaux du module d'élasticité.....	181
Tableau IV-9 : Valeurs théoriques du modèle de Topçu correspondantes aux trois cas de E_m et résultats expérimentaux du module d'élasticité.	183
Tableau IV-10 : Module d'élasticité : prévision par le modèle Christensen-Lo et résultats expérimentaux.	184
Tableau IV-11 : Bornes de Hashin-Shtrikman et résultats expérimentaux du module d'élasticité.	185
Tableau V-1 : Influence de l'agent de viscosité Sika Stabilizer 300S CC sur la résistance en compression et module d'élasticité à l'âge 28 jours du B0GC et du B0GC*.	213
Tableau V-2 : Coefficient de Poisson des trois éprouvettes et la valeur moyenne.	214
Tableau V-3 : Les données du calcul du modèle de Topçu.	222
Tableau V-4 : Les valeurs théoriques du modèle de Topçu (le cas E_m du modèle parallèle, $E_m = 13,88$ GPa) et les résultats expérimentaux du module d'élasticité.	222
Tableau V-5 : Les valeurs théoriques du modèle de Topçu (le cas E_m du modèle série, $E_m = 26,45$ GPa) et les résultats expérimentaux du module d'élasticité.....	223
Tableau V-6 : Les valeurs théoriques du modèle de Topçu (le cas E_m du modèle distribué, $E_m = 22,30$ GPa) et les résultats expérimentaux du module d'élasticité.....	223
Tableau V-7 : Les valeurs η_1 , η_2 et η_3	224
Tableau V-8 : Les coefficients A, B, C, solutions positives de l'équation (IV-21) et les modules de cisaillement des composites (G_c).....	224
Tableau V-9 : Les modules de compressibilité des composites d'après la formule (IV-22).	224
Tableau V-10 : Module d'élasticité des composites d'après la formule (IV-20).....	225
Tableau V-11 : Les données du calcul des BHS.	225
Tableau V-12 : Module d'élasticité de la BHS supérieure.....	226
Tableau V-13 : Module d'élasticité de la BHS inférieure.....	226



INTRODUCTION

CONTEXTE DE LA THESE

L'évolution des mentalités et de la technique, avec les exigences en termes de protection de l'environnement de plus en plus contraignantes ainsi que la révision des repères économiques inspirés du développement durable font que le recyclage et la valorisation de sous produits industriels constituent désormais un souci qui s'impose de plus en plus à l'homme.

Dans le monde entier, s'agissant de l'industrie automobile, l'utilisation des pneus en caoutchouc augmente chaque année. On peut citer quelque cas : la France, en 2008, plus de 366.000 tonnes de pneumatiques ont été collectés ce qui constitue une progression de 36% par rapport à 2004 ([Aliapur 04] et [Aliapur 08]) ; la Thaïlande – un pays asiatique, le bilan de la seule année 2000 indique une consommation d'environ 94.000 tonnes de pneus, [Sukontasukkul 06]. Ces chiffres continuent à augmenter chaque année avec le nombre de véhicules dans tous les pays.

Composés de mélanges de caoutchoucs, d'acier et de textiles divers, les pneus usagés ne sont pas des déchets dangereux mais ils présentent un danger pour l'environnement et la santé en cas d'incendie sur le site de stockage (émissions de fumées toxiques et éventuellement d'un liquide huileux). L'expérience montre que l'incendie des pneumatiques devient rapidement non maîtrisable. Ainsi, les sites de stockage constituent un risque pour l'eau en surface, ainsi que pour l'eau souterraine. Ils représentent aussi un danger sanitaire car ils constituent un habitat privilégié des insectes.

En général, la moins chère et la plus simple des solutions pour décomposer les déchets ou les pneus usagés est de les brûler. Cependant, la pollution et la quantité énorme de fumée produites par cette méthode est inacceptable et, dans certains pays il est interdit par des lois de procéder ainsi.

En conséquence, la valorisation de pneus usagés est un sujet important pour la planète entière. Les voies de valorisation choisies sont largement diversifiées : la réutilisation avec ou sans rechapage (Pneus Usagés Réutilisables-PUR), la granulation, la valorisation énergétique notamment comme combustible dans les cimenteries et l'utilisation en travaux publics (Pneus Usagés Non Réutilisables-PUNR) se sont partagés les stocks de pneus.

Par ailleurs, les matériaux cimentaires présentent, en général, une faible résistance à la traction ainsi qu'une grande fragilité. Leur faible capacité de déformation les rend très

sensibles à la fissuration résultant de variations dimensionnelles. Dans le cas des grandes surfaces, ces variations dimensionnelles sont essentiellement dues au retrait. Afin de localiser la fissuration et de limiter le désordre apparent, il est alors nécessaire de mettre en place des joints de retrait qui constituent une réponse partielle au problème dans le cas des dalles de béton. Leur mise en œuvre est contraignante et ils constituent également des points d'amorce de futures dégradations (infiltration, tuilage, rupture, etc.).

Il y a une décennie qu'une équipe du LMDC à Toulouse tente de développer un matériau cimentaire suffisamment déformable pour ne pas se rompre sous les effets du retrait. Ce composite cimentaire contient des particules, morceaux ou granulats en caoutchouc issus du broyage des pneus usagés. Les granulats en caoutchouc sont utilisés en remplacement partiel des granulats naturels. La présence des granulats en caoutchouc induit une relaxation des contraintes, confère au composite une capacité d'absorber l'énergie accompagnant la fissuration et une plus grande capacité de déformation du béton, réduisant ainsi fortement le risque de fissuration des dalles. En contre-partie, il a été observé une baisse des performances mécaniques comme les résistances en compression, en traction, etc. du matériau cimentaire.

Ce matériau est particulièrement intéressant pour les grandes surfaces tel que les dallages et chaussées en béton dans les travaux publics car il permet de limiter le nombre de joints de dilatation, de simplifier la mise en œuvre, tout en augmentant la durabilité de l'ouvrage. Nous nous proposons donc d'en évaluer l'intérêt technique en complétant leurs compositions et caractéristiques.

Cependant, en l'état actuel des travaux, l'optimisation de la formulation ainsi que le tableau des caractéristiques des composites cimentaires incorporant des granulats en caoutchouc sont incomplets. En particulier leur résistance à la fissuration aujourd'hui qualifiée reste à quantifier.

Enfin, cette application offre un débouché économique intéressant pour la filière de valorisation des pneumatiques.

OBJECTIFS ET ORGANISATION DE L'ETUDE

L'objectif du travail proposé est de compléter l'optimisation de la formulation et la caractérisation des composites cimentaires incorporant des granulats en caoutchouc (G.C.), en vue de justifier son intérêt pour des applications identifiées du Génie Civil. Pour cela, on va caractériser l'influence des granulats en caoutchouc sur les propriétés d'un béton cimentaire afin d'en proposer une méthode rationnelle de formulation. Les cibles initialement visées sont les éléments mis en place en grande surface, notamment les chaussées en béton et les dallages sur terre-plein.

Nous présentons tout d'abord une synthèse bibliographique regroupant le recyclage des pneus usagés de caoutchouc, des propriétés des Bétons Incorporant des Granulats en Caoutchouc (BIGC) ainsi que des éléments choisis sur les chaussées surtout la chaussée en béton cimentaire comme voie d'application potentielle de ce composite. Le comportement du béton à la fatigue sera discuté à la fin de ce chapitre.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons la procédure d'optimisation de la composition du BIGC. Cette partie est consacrée à l'effet des G.C. à l'état frais de ce composite.

L'influence de G.C. sur des propriétés du BIGC à l'état durci sera présentée dans le troisième chapitre. Les réponses des composites en compression simple, en traction indirecte par fendage et par flexion, ainsi que les propriétés d'élasticité seront présentées dans ce chapitre. Ensuite, les effets combinés des granulats en caoutchouc et la température sur des propriétés mécaniques du BIGC seront dégagés. Ce chapitre s'attachera à l'incidence des granulats de faible module sur les variations dimensionnelles des composites. Exceptionnellement, des analyses par le biais d'une variable d'endommagement et par émission acoustique permettront de rendre compte de l'effet de l'incorporation des G.C. sur la sensibilité à la fissuration. On discutera ensuite des propriétés physiques du BIGC comme les propriétés acoustique et thermique.

Dans le dernier chapitre, le comportement en fatigue et la performance du BIGC (Indice de Qualité Élastique) seront présentés. Directement ou indirectement, les atouts du BIGC sont liés au faible module d'élasticité du composite cimentaire. Il est apparu intéressant de voir dans quelles mesures les lois des mélanges sont susceptibles de prédire cette propriété en fonction du dosage en G.C. Ce volet est traité à la fin de ce chapitre.

Nous terminerons par les conclusions et les perspectives qui s'imposent.



Chapitre I :

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. LES PNEUMATIQUES USAGES

I.1.1. Les pneumatiques

Même si la problématique concerne tous les pays sans exception, les données fiables disponibles ne concernent que les pays développés. Dans ce dernier cas, elles montrent que les pneus en caoutchouc représentent 60% de la production industrielle en caoutchouc. Compte tenu du risque exposé dans l'introduction de ce manuscrit, on comprend aisément que la valorisation du pneu usagé est une préoccupation majeure.

Comme le montre le Tableau I-1 c'est en grande partie comme combustible (valorisation énergétique), essentiellement dans les fours des cimenteries que le pneu usagé termine sa course. De l'autre côté, la Figure I-1 montre que le stockage est important ce qui peut entraîner les risques associés (incendie, etc.).

Tableau I-1 : Valorisation de pneus usagés des pays développés, [IST 04].

Méthode Pays	Combustible (pour ciment)	Matières premières	Rechapage	Export	Décharge
Japon	35%	22%	15%	17%	11%
Allemagne	37%	11%	22%	-	30%
Etats-Unis	7%	2%	12%	4%	75%

Le caoutchouc est un élément indispensable dans la constitution d'un pneumatique : il représente environ 48% de son poids. En plus du latex, matière de base du caoutchouc naturel, les caoutchoucs synthétiques, dérivés de pétrole, ont permis d'améliorer les caractéristiques des pneumatiques. Les pneumatiques sont également renforcés d'armatures métalliques (15% de poids) afin d'augmenter le niveau de leur performance, mais aussi de fibres textiles (5% de poids) afin d'alléger leur poids tout en conservant leurs propriétés d'endurance.



Stock de pneus usagés à Campsas, Tarn-et-Garonne en 2007
[Aliapur 07].



Incendie sur le site de stockage de
pneus usagés, Stanislaus county, CA.
[Sukontasukkul 06].

Figure I-1 : Malgré une valorisation énergétique les stocks de pneus usagés et le risque qu'ils représentent restent élevés.

I.1.2. La filière de recyclage des pneumatiques usagés en France

Les Pneus Usagés proviennent du démontage des pneumatiques sur les points de vente, les distributeurs ou les garagistes. Ils sont ensuite collectés, puis triés par des collecteurs qui revendent les Pneus Usagés Réutilisables (P.U.R) aux sociétés de rechapage ou sur le marché de l'occasion. Une partie des Pneus Usagés Non Réutilisables (P.U.N.R) est envoyée en cimenterie, en centrales thermiques, en site de broyage et de fabrication de poudrette ou en application de Travaux Publics. La part de chacune de ces voies de valorisation a été illustrée par la Figure I-2.

Les plus importants producteurs de pneumatiques (Michelin, Dunlop, Bridgestone, Firestone, Goodyear, Continental, Kléber et Pirelli) ont choisi de confier la collecte et la valorisation des pneus en fin de vie à un organisme tiers. Ils ont donc créé une société (année 1993) pour assurer leur devoir de collecte et le retraitement de tonnages de pneumatiques usagés équivalents à leur vente de l'année précédente. Le pneu n'étant plus considéré comme un simple déchet mais plutôt comme un matériau ayant un fort potentiel de valorisation, la recherche de filières d'élimination, de réutilisation ou de nouvelles voies de valorisation est devenue ainsi un enjeu majeur.

La filière de recyclage se structure en quatre étapes :

- (1) Collecte primaire sur les points de vente ; (2) Tri et revente des pneus réutilisables ;
 (3) Transformation du produit ; (4) Valorisation finale.

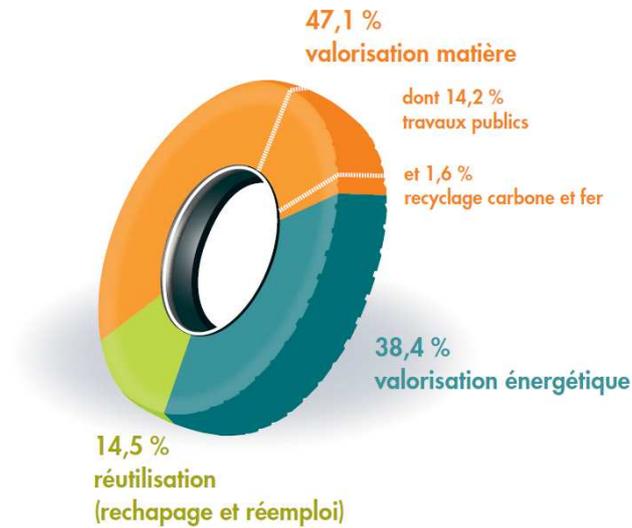


Figure I-2: Répartition des voies de valorisation des pneus usagés, [Aliapur 08].

I.1.3. Les voies de valorisation des pneus usagés

Les voies de valorisation des pneus usagés sont de plus en plus objets de projets diversifiés, de recherche et développement. A titre d'exemples non exhaustifs on peut citer les axes suivants :

➤ Sous forme de matières premières

On a déjà utilisé essentiellement la poudrette de caoutchouc dans les revêtements de sols sportifs (pistes d'athlétisme ou sous couche dans les salles de sport). Actuellement, on a une nouvelle application de la poudrette : le sol équestre à base de granulats de pneus usagés. Ce revêtement de nouvelle génération est composé d'une couche de base de granulats liés par une résine, recouverte d'une couche de granulats libres.

➤ **Réhabilitation de carrière**

La méthode de comblement - qui fait l'objet d'un agrément pour les carrières en fin d'exploitation, consiste à alterner des couches de terre et des couches de pneus usagés de grande taille (génie civil et agraires) comme illustré à la Figure I-3. Cette procédure de réhabilitation du site doit faire l'objet d'une surveillance scientifique sanitaire et environnementale. Sur la base de cette surveillance, il a été confirmé que l'utilisation des pneus en comblement de carrière est une application qui a toute sa place dans la valorisation des pneus usagés dès lors que cette technique est bien maîtrisée.



Figure I-3 : Réhabilitation de carrière par l'utilisation de pneus usagés, [Aliapur 08].

➤ **Emploi dans les ouvrages de génie civil : Le Pneusol[®]**

L'Agence Nationale pour la Récupération et l'Élimination des Déchets (ANRED) classe le Pneusol[®] - une technique mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en 1974 comme une valorisation originale. Cette technique consiste à utiliser des pneus usagés entiers dans des applications géotechniques. Actuellement, plus de deux cent cinquante ouvrages en Pneusol[®] ont été construits en France et dans d'autres pays comme l'Algérie, les États-Unis, la Jordanie ou le Brésil, etc. dans différents domaines du Génie Civil (remblai léger, mur de soutènement, protection de pente et de berges, etc.). La Figure I-4, [Nguyen Thanh 93], présente un chantier d'élargissement de la route Nationale N°7 à Cannes-Mandelieu – un résultat typique de l'application du Pneusol[®].



Figure I-4 : Le chantier Cannes-Mandelieu en 1988 avec la technique de Pneusol®, [Nguyen Thanh 93].

I.1.4. La valorisation des déchets de caoutchouc au Vietnam

Dans les années 80, compte tenu d'une faible ressource de caoutchouc, le Vietnam a cherché des méthodes de collecte de matériaux polymère en général et déchet de caoutchouc en particulier. Pour les déchets de caoutchouc, il a été collecté pour racher les pneus de vélo, motocycle, etc. Pour les pneus de voiture, après plusieurs rechapages ils ont été recyclés pour produire des bassins ou des seaux. Mais dans les vingt dernières années, le Vietnam a pu produire de plus en plus de matières premières en caoutchouc et on n'a donc pas continué à rechercher des voies de valorisation de pneus usagés.

En 1995, au Vietnam, une première recherche réalisée par Do et al. [Do 95] permet de tirer la sonnette d'alarme sur l'augmentation du stock de déchet de caoutchouc et sur l'insuffisance des voies de valorisation. Nguyen et al. [Nguyen 98] évaluent des propriétés du composite incorporant du caoutchouc naturel et de la poudre de caoutchouc de 0,4 mm de diamètre issus du déchet de caoutchouc. Les résultats illustrés à la Figure I-5 montrent que la résistance en traction et l'élongation à la rupture en traction diminuent avec le dosage de poudre en caoutchouc.

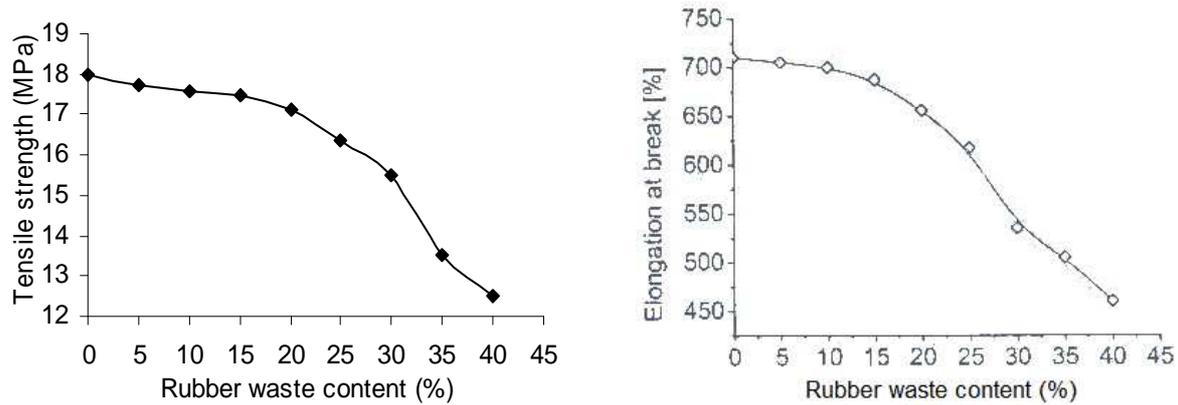


Figure I-5 : Influence du dosage en poudre issue du déchet de caoutchouc sur la résistance en traction et l'élongation à la rupture, [Nguyen 98].

Plus récemment, quelques établissements ont étudié la possibilité de mélanger le polyéthylène avec la sciure de bois pour fabriquer des balises de route [IST 04]. Cependant ces recherches n'ont pas encore conduit à des applications concrètes jusqu'à aujourd'hui.

I.2. VALORISATION DE PNEUS USAGES SOUS FORME DE GRANULATS DANS LES MATERIAUX A BASE CIMENTAIRE

Lorsque l'on se réfère aux données disponibles dans la bibliographie il apparaît très clairement que le simple recyclage de pneus sous forme de granulats dans les matériaux à base cimentaire est voué à l'échec et ceci compte tenu de l'impact très préjudiciable sur la résistance à la compression, la propriété de référence de ce composite.

C'est pour cette raison que les recherches entreprises au LMDC ont placé sur le premier plan l'identification de la valeur ajoutée par l'adjonction de G.C. et les applications rendues possibles par les nouvelles propriétés des bétons et mortiers. Il s'agit donc d'une recherche des voies de valorisation.

I.2.1. Effets de G.C. sur les propriétés des bétons à l'état frais

Pour évaluer la rhéologie à l'état frais du béton, dans la pratique, on se base souvent sur des essais d'ouvrabilité dont le résultat est quantifié par l'affaissement ou par l'étalement dans le cas du béton auto-plaçant.

Güneyisi et al. [Güneyisi 04] ont étudié des propriétés mécaniques des bétons de caoutchouc dont de 0% à 20% de la masse du ciment est remplacée par la masse de fumée de silice (SF). La Figure I-6(a) illustre l'évolution de l'affaissement en fonction du dosage en G.C. et du dosage X% de la fumée de silice SF. Ces auteurs observent que l'affaissement du béton est diminué avec l'augmentation de caoutchouc. Pour le dosage de 50% de G.C., l'affaissement est presque nul.

L'étude réalisée par Khaloo et al. [Khaloo 08] a indiqué une conclusion un peu différente par rapport à d'autres auteurs. En effet, d'après cette étude le béton incorporant des G.C. a une maniabilité acceptable en termes de facilité de manipulation, de placement et de finition (cf. Figure I-6(b)). Néanmoins, leurs résultats montrent que la procédure ordinaire pour évaluer l'affaissement n'est pas appropriée à ce composite cimentaire. Ils ont donc suggéré qu'il fallait chercher d'autres méthodes pour mesurer correctement l'affaissement du béton incorporant des granulats en caoutchouc.

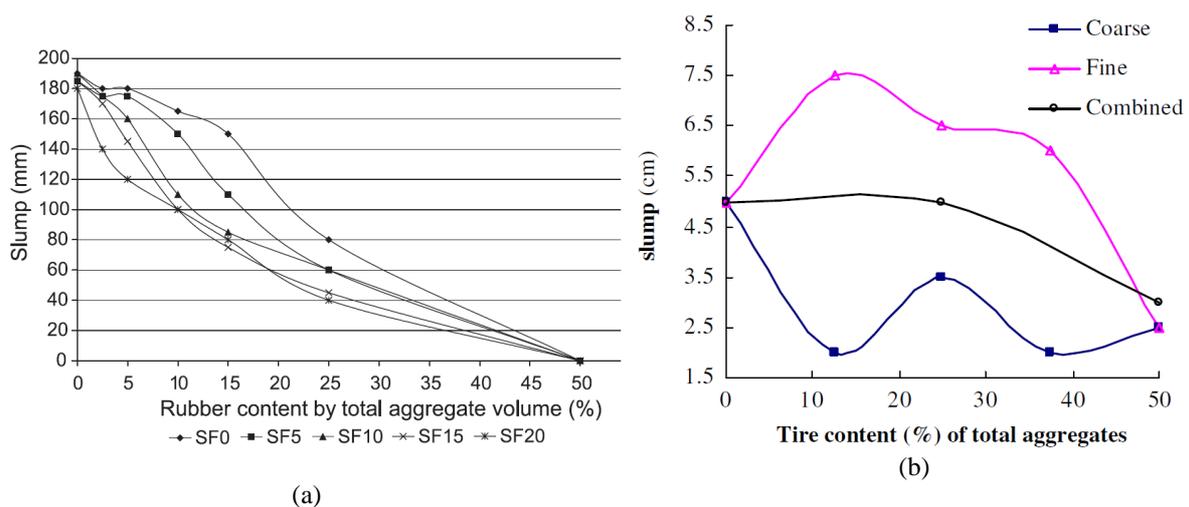


Figure I-6 : Influence de G.C. sur l'affaissement, [Güneyisi 04]-a, [Khaloo 08]-b.

Pour ce qui concerne le béton auto-plaçant, Garros [Garros 07] a montré dans sa thèse que l'adjonction de G.C. dans des bétons auto-plaçant (BAP) entraîne une modification des

propriétés à l'état frais, la modification la plus remarquable étant la chute de l'étalement avec l'augmentation du taux d'incorporation. Garros a conclu que l'augmentation du dosage en G.C. se fait au détriment de l'ensemble des paramètres rhéologiques considérés. L'incorporation de ces granulats conduit à des mélanges plus visqueux et présentant des seuils de cisaillement plus importants.

La masse volumique d'un béton dépend de sa composition en particulier de la densité des granulats utilisés. Le béton incorporant des G.C. en substitution des granulats naturels a naturellement une masse volumique plus faible que celle du béton ordinaire. Si on se réfère à la classification des bétons légers établie par l'ACI Committee 213 [ACI 213], avec l'incorporation de G.C. on peut envisager la production de bétons légers de structure.

Comme le montre la Figure I-7(a), Güneyisi et al. [Güneyisi 04] ont observé une chute de 25% de la masse volumique avec un taux de substitution de 50% de G.C. par rapport au béton de référence (la légende étant celle utilisée précédemment à la Figure I-6(a)). Kaloush et al. [Kaloush 05] ont aussi indiqué que le masse volumique diminue approximativement de 102 kg/m³ pour chaque 22,7 kg de G.C. ajouté, une tendance illustrée par la Figure I-7(b).

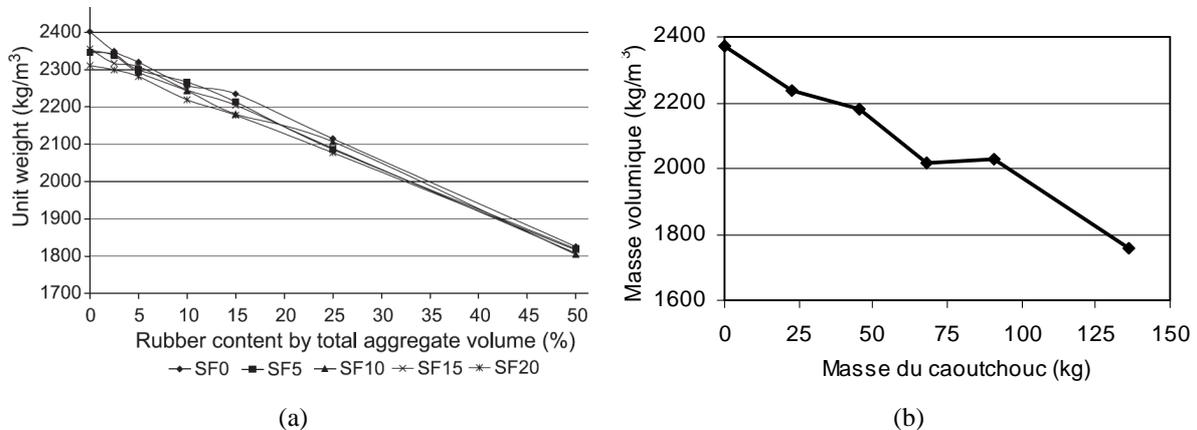


Figure I-7 : Variation de la masse volumique du béton incorporant des G.C., [Güneyisi 04]-a, [Kaloush 05]-b.

S'agissant de la teneur en air occlus, Khatib et al. [Khatib 99] ont noté qu'elle augmente avec le volume de caoutchouc. C'est ce qui est illustré par la Figure I-8 où le groupe A correspond à un béton pour lequel le sable a été remplacé par des G.C. fins, le gravier a été remplacé par de gros G.C. dans le cas du groupe B tandis qu'ils ont substitué le sable et le gravier par des G.C. fins et gros dans le cas du groupe C. Ces auteurs ont observé que la teneur en air occlus du groupe B est inférieure à celle du groupe A lorsque le volume de caoutchouc dépasse 30%

du volume total des granulats. Cette diminution peut être expliquée par la compacité plus élevée pour le groupe B à même volume de G.C.

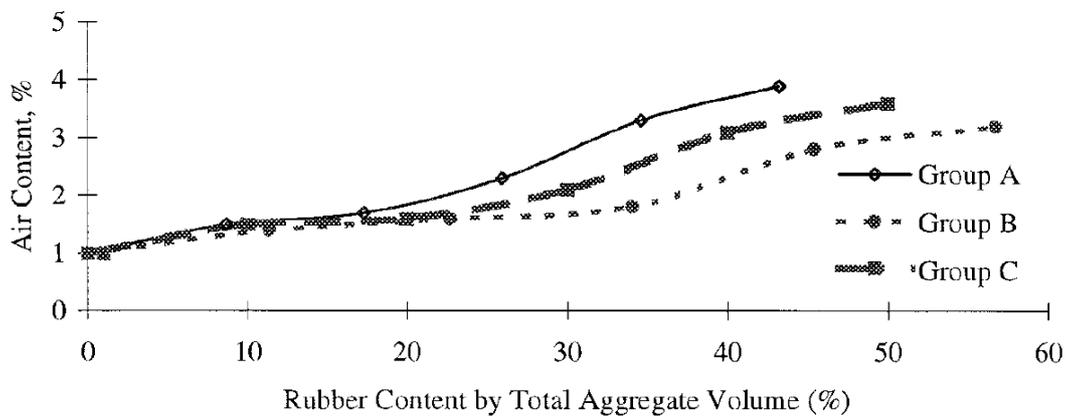


Figure I-8 : Influence du taux de caoutchouc sur le contenu d'air occlus, [Khatib 99].

Fedroff et al. [Fedroff 96] ont aussi rapporté que la teneur en air occlus dans les bétons de caoutchouc est plus importante que celle des bétons ordinaires même sans agent entraîneur d'air.

Ces chercheurs pensent que la granulométrie ouverte et surtout la surface rugueuse des particules de caoutchouc sont les principales causes de l'augmentation de la teneur en air occlus du béton incorporant des G.C.

I.2.2. Propriétés à l'état durci du béton incorporant des G.C.

I.2.2.1. Résistance en compression

La caractéristique essentielle des matériaux cimentaires durcis est la résistance en compression à un âge donné. Le béton est un matériau travaillant bien en compression, dont la connaissance des propriétés mécaniques est indispensable pour le dimensionnement des ouvrages. Ainsi, l'étude de cette résistance en compression peut permettre d'avoir une idée globale sur la qualité du béton. On verra que la résistance en compression du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et dosage des matériaux utilisés, la nature des granulats, la porosité, la condition de réalisation et de cure, etc.

Dans les matériaux cimentaires, dont une partie des granulats naturels est remplacée par des G.C. de nature, de forme, de densité et en général de propriétés physiques tellement différentes de celles des granulats naturels, de toute évidence il est attendu que ces propriétés du caoutchouc vont influencer la résistance en compression des composites obtenus.

Les chercheurs qui ont travaillé récemment sur les matériaux cimentaires incorporant des G.C. ont tous relevé que la substitution de granulats naturels par des G.C. entraînait inévitablement une chute de la résistance en compression.

L'examen des résultats obtenus par Garros [Garros 07] lui a permis de préciser l'impact du dosage et de la taille des G.C. sur ce paramètre dans le cas de BAP. Ses résultats illustrés par la Figure I-9 ont confirmé que la présence de G.C. est très préjudiciable vis-à-vis de la résistance en compression. Une chute jusqu'à 86% de la résistance est observée pour les composites les plus dosés en G.C. Dans l'application visée, une résistance en compression minimale de l'ordre de 5 MPa lui a imposé un taux maximal de substitution de 25%.

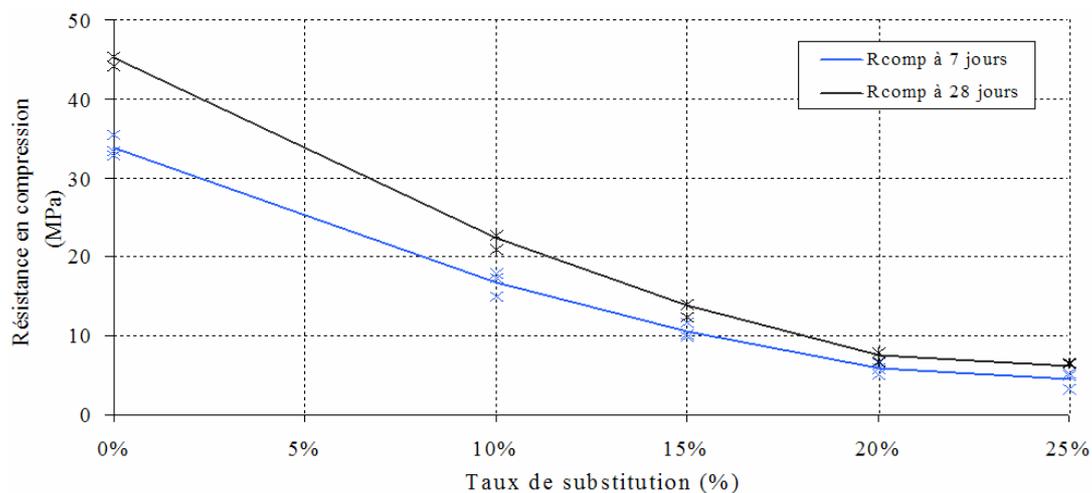


Figure I-9: Influence du dosage en G.C. sur la résistance en compression à 7 et 28 jours (BAP dont le sable 0-4mm remplacé par des G.C. 0-4mm), [Garros 07].

Eldin et Senouci [Eldin 93] ont montré une chute d'environ 85% de la résistance en compression et de 65% lorsqu'on substitue totalement le gravier et le sable respectivement par des G.C. de granulométrie équivalente. Khatib et al. [Khatib 99] ont confirmé qu'il y a une chute de la résistance en compression de 90% entre un béton de référence et un béton incorporant plus de 60% de G.C. A partir de cette étude, dont les résultats sont illustrés à la Figure I-10, les auteurs ont conseillé de ne pas dépasser un taux de substitution de 20% du volume total de la phase granulaire.

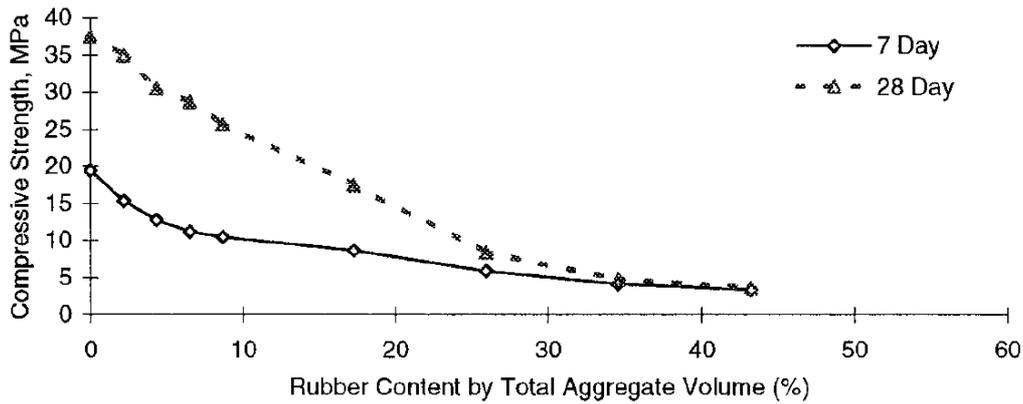


Figure I-10: Influence de l'adjonction de G.C. sur la résistance en compression, [Khatib 99].

I.2.2.2. Résistance en traction

Par rapport à la résistance à la compression, la résistance à la traction du béton est relativement faible mais on a parfois besoin de la connaître. Elle est généralement indirectement déterminée par le biais d'essais de traction par flexion ou de traction par fendage dit brésilien. Quant à l'essai de traction directe, il est certainement le plus noble en la matière, mais il demeure délicat à réaliser car il nécessite le collage de têtes de traction parfaitement centrées et doit être réalisé sans effort de flexion parasite.

Kaloush et al. [Kaloush 05] ont montré que l'augmentation du contenu en G.C. dans le béton entraîne une réduction de la résistance à la traction par fendage. Les échantillons testés sont obtenus par sciage d'éprouvettes cylindriques de diamètre (D) 102 mm perpendiculairement à la génératrice par tranche d'épaisseur (E) comprise entre 22 et 26 mm. Leurs résultats ont été récapitulés dans le Tableau I-2. Cependant, ils ont observé aussi un bénéfice de l'incorporation de G.C. : malgré la chute de la résistance en traction, la déformation à la rupture est augmentée. Cette capacité de déformation à la rupture montre que le béton incorporant des G.C. est plus ductile.

Biel et Lee [Biel 96] ont signalé que le type de ciment affecte la résistance en traction du béton incorporant des G.C. Ils ont utilisé deux types de ciment : ciment portland et ciment magnésium oxychlorure. Leurs résultats montrent que des éprouvettes de béton à base de ciment Portland avec 25% de G.C. (du volume total) se sont maintenues à 20% de la résistance du béton de référence. Tandis que pour le cas du béton à base de ciment

d'oxychlorure de magnésium avec le même taux de G.C., les éprouvettes gardent 34% de la résistance du béton de référence.

Tableau I-2 : Résultats de la résistance par fendage des échantillons d'épaisseur (E) et de diamètre (D), [Kaloush 05].

Masse G.C. (kg/m ³)	Epaisseur E (mm)	Diamètre D (mm)	Résistance en traction (MPa)	Déformation à la rupture (%)
0	22	102	2,1	0,31
119	20	102	1,1	0,67
178	24	102	0,9	0,43
237	26	102	0,6	0,54

Dans l'étude de Güneyisi et al. [Güneyisi 04] rapportée dans les pages précédentes, les auteurs observent une tendance baissière de la résistance en traction similaire à celle de la résistance en compression. Cependant, à même taux d'adjonction de G.C., la chute de la résistance en traction s'avère moins importante par rapport à celle observée en compression. La variation de la résistance en traction (mesurée par le biais d'essais de fendage) en fonction du taux d'adjonction des G.C. est illustrée par la Figure I-11 (le reste de la légende étant celui utilisé précédemment).

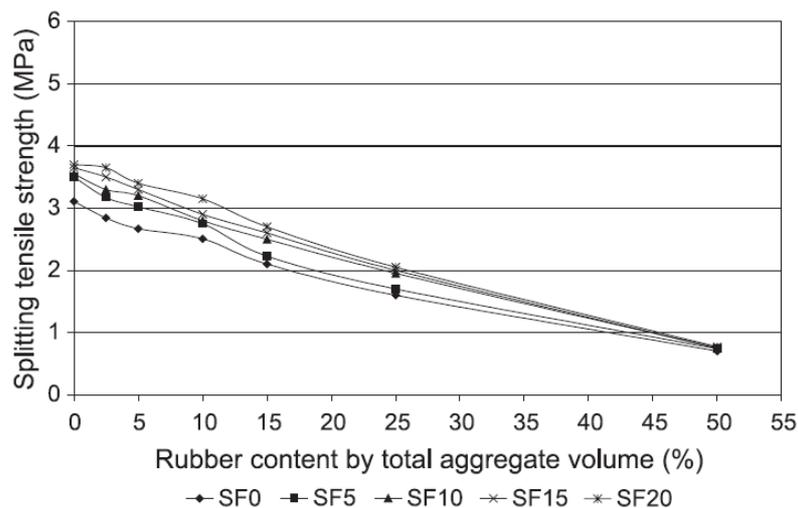


Figure I-11 : Influence du taux de substitution de G.C. de fumée de silice sur la résistance à la traction par fendage, [Güneyisi 04].

Papakonstantinou et Tobolski [Papakonstantinou 06] ont étudié les effets combinés du renfort par des fibres métalliques obtenues par broyage de pneus usagés et des résidus de caoutchouc qui restent adhérents à ces fibres. La géométrie de ce genre de fibres est très variable et dans le cas présent, leur longueur variait de 20 à 60 mm pour un diamètre compris entre 0,3 et 1,3 mm. La dimension maximale des grains de caoutchouc était de l'ordre de 12,5 mm. Dans cet ensemble fibres métallique - caoutchouc, la première phase représentait approximativement 30% du volume. Ce mélange a été introduit dans un béton avec des taux de 0 à 8% du volume de matériau. Les auteurs ont alors constaté une variation de la résistance en traction par fendage de 2,82 à 2,47 MPa, respectivement.

I.2.2.3. Module d'élasticité

Au même titre que les résistances en compression et en traction, de nombreux travaux confirment que l'incorporation de G.C. induit une chute importante du module d'élasticité. Cela est par ailleurs prévisible compte tenu des relations empiriques existantes permettant d'estimer le module d'élasticité à partir de la résistance en compression.

L'effet défavorable de l'incorporation de G.C. sur le module d'élasticité a été présenté par Güneyisi et al. [Güneyisi 04] dont les résultats illustrés par la Figure I-12 (où les légendes ont été présentées précédemment) montrent une baisse de 83% du module d'élasticité lorsque la moitié du volume granulaire est remplacé par des granulats en caoutchouc.

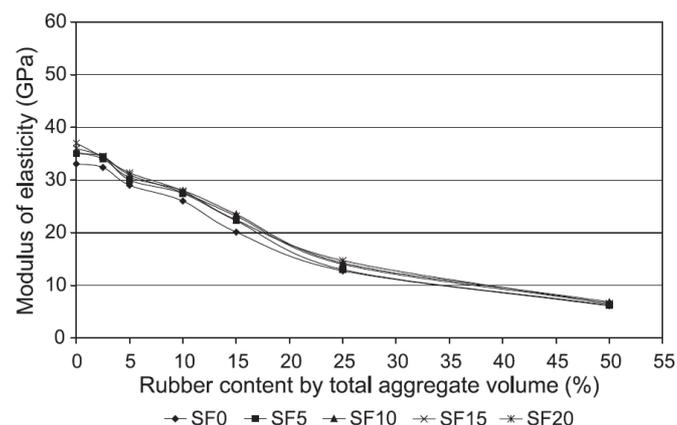


Figure I-12 : Variation du module d'élasticité du béton incorporant G.C. et de la fumée de silice, [Güneyisi 04].

Dans une étude récente réalisée par Ganjian et al. [Ganjian 09], les granulats en caoutchouc dont la dimension maximale est de 25 mm remplacent 5 ; 7,5 et 10% en masse des gros granulats naturels. Les auteurs montrent à la Figure I-13 une réduction de 30% du module d'élasticité lorsqu'on passe du béton de référence au béton incorporant 10% de G.C.

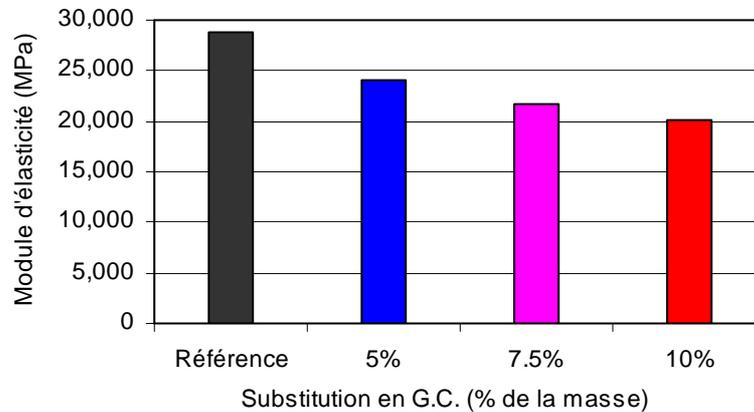


Figure I-13 : Influence des G.C. sur le module d'élasticité, [Ganjian 09].

I.2.2.4. Traitement de la surface des G.C.

De nombreux chercheurs pensent que le défaut d'adhérence entre le caoutchouc et la pâte de ciment est une des raisons de la chute de résistance du béton incorporant ces granulats. Sous la charge extérieure, les premières microfissures apparaissent dans la zone de transition entre les G.C. et la pâte de ciment, une zone dont la résistance est beaucoup plus faible que celle des autres phases solides du composite. De la coalescence de ces microfissures, il résulte une microfissure qui cause la rupture du béton. Pour cette raison, certains auteurs étudient les possibilités d'améliorer l'adhérence entre ces deux matériaux (le caoutchouc et la pâte de ciment) qui sont très différents. Cependant, leurs résultats obtenus à ce jour sont peu convaincants.

Segre et Joekes [Serge 00] utilisent une solution alcaline (NaOH) pour traiter la surface de granulat en caoutchouc dans le but d'améliorer sa capacité d'attirer et de retenir l'eau. Les observations au microscope électrique ont permis de montrer une meilleure adhérence entre la pâte de ciment et les G.C. traités à la soude.

Xi et al. [Xi 04] tentent d'améliorer l'adhérence entre les particules de caoutchouc et la pâte de ciment en utilisant deux adjuvants : le polymère acétate de vinyle (PVA) et le silane. Les

résultats montrent que les adjuvants PVA et silane augmentent effectivement la résistance en compression du béton de caoutchouc et parmi eux, l'effet du PVA est plus favorable que celui du silane. Ces auteurs préconisent donc l'utilisation d'adjuvant convenable pour traiter la surface des particules de caoutchouc et améliorer ainsi la performance du béton incorporant des G.C. pour les applications en génie civil.

On doit cependant relever que Albano et al. [Albano 05], qui ont aussi traité les G.C. avec une solution de NaOH et ont utilisé du silane A-174 comme adjuvant, n'ont pas pu confirmer les résultats des autres auteurs. En effet ils ont constaté que ces mesures n'avaient pas d'influence visible sur les résistances en compression et en traction et ils en concluent qu'elles n'ont pas d'effet sur l'adhérence entre le granulats en caoutchouc et la matrice cimentaire.

Pour ce qui nous concerne, nous pensons qu'évaluer l'adhérence entre le granulats en caoutchouc et la pâte de ciment par le biais de la résistance en compression est inappropriée. Ceci est d'autant vrai que la différence entre les coefficients de Poisson peut en cas d'adhérence entraîner sous une sollicitation, un gradient de déformation à l'interface susceptible de provoquer une fissuration prématurée de la pâte de ciment, c'est à dire d'aboutir à une situation opposée à celle visée initialement.

I.2.2.5. Capacité de déformation

Si on se contente d'analyser les effets de l'incorporation des G.C. sur les seules résistances en compression et en traction, la conclusion est sans équivoque : cette incorporation est défavorable à la capacité portante et ne présente que des inconvénients.

Turatsinze et al. [Turatsinze 05] ont présenté une autre facette des effets de l'adjonction des G.C. Sachant que le module d'élasticité de ces inclusions est nettement plus faible que celui de la matrice cimentaire, ces auteurs ont fait l'hypothèse que les granulats en caoutchouc se comportent comme des trous lorsqu'une fissure débouche à leur interface avec la matrice cimentaire. Dans ce cas il en résulterait une relaxation des contraintes, retardant la coalescence des microfissures et leur localisation en macrofissure. D'après ces auteurs ce mécanisme doit permettre d'atteindre une capacité de déformation améliorée. Dans cet esprit la capacité de déformation a été définie comme la déformation atteinte avant de basculer dans le domaine post-pic et ceci que l'on soit en traction (directe ou non) ou en compression.

Pour cette hypothèse, les auteurs se sont inspirés d'une ancienne technique qui, pour ralentir la propagation d'une fissure dans le métal, préconise le perçage d'un trou à la pointe de la fissure. Cette hypothèse a été rapidement validée avec un support de mortier à base de ciment dans lequel le sable a été remplacé par des granulats en caoutchouc dans des proportions volumiques de 20 et 30% (mortier M20 et M30 respectivement). Les réponses de ces composites en traction directe sont illustrées par la Figure I-14 où les mortiers incorporant des G.C. sont comparés au mortier de référence M0 sur un diagramme force-allongement. Si on retrouve l'effet des G.C. sur le module d'élasticité (pente initiale plus faible) et sur la résistance en traction, on constate bien que l'on atteint des niveaux d'allongement nettement plus importants avant le domaine post-pic. Les auteurs relèvent un plateau important précédant ce domaine post-pic en présence de G.C. Ce plateau est alors interprété comme une phase de multiplication de microfissures régulièrement stoppées aux interfaces des G.C. et retardant la localisation de la macrofissure suivant le mécanisme précédemment décrit.

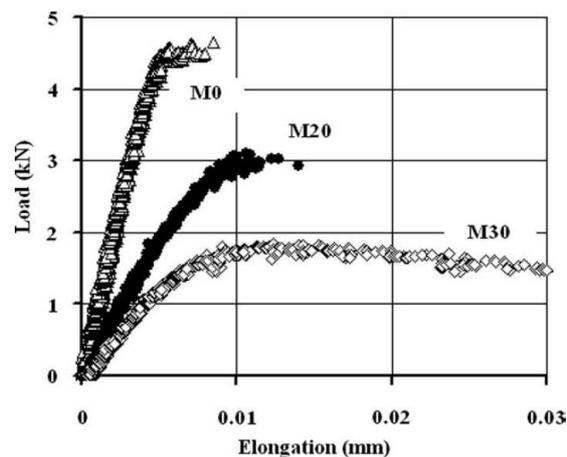


Figure I-14 : Influence de l'incorporation de G.C. sur la capacité de déformation en traction directe, [Turatsinze 05].

L'année suivante Sukontasukkul et al. [Sukontasukkul 06] confirment que, malgré la chute de capacité portante en traction par flexion, les blocs de béton incorporant des G.C. présentent une flèche significativement plus importante en comparaison du bloc en béton de référence. Un tel résultat est illustré par la Figure I-15.

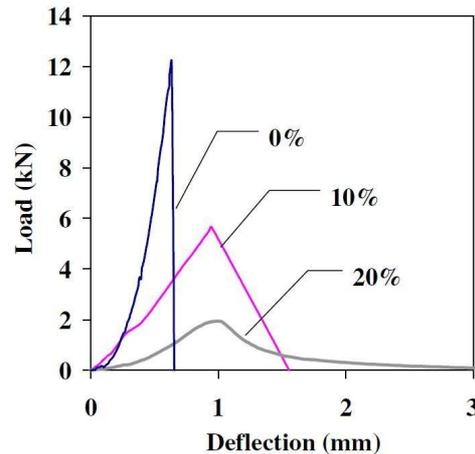


Figure I-15 : Comportement en flexion des blocs de béton caoutchouc, [Sukontasukkul 06].

Des résultats similaires ont été obtenus par Garros [Garros 07] qui a montré (Figure I-16) que la flèche associée à la charge maximale en flexion est plus importante lorsque la fraction du volume de sable remplacé par des granulats en caoutchouc (0, 30 et 50%) est plus élevée.

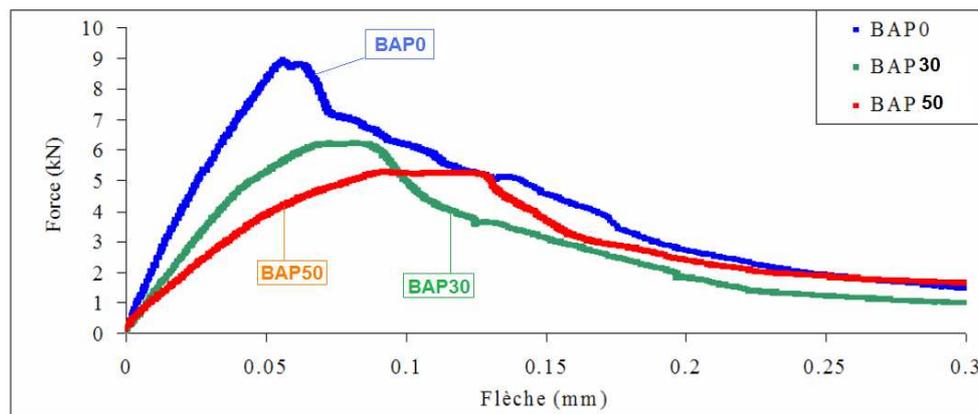


Figure I-16 : Courbes "force-flèche" en flexion – effet du remplacement partiel du sable par des G.C. dans un BAP, [Garros 07].

Dans le même sens, Khatib et Bayomy [Khatib 99] avaient déjà conclu que malgré la chute de la résistance en flexion, les éprouvettes en béton incorporant des G.C. permettaient d'atteindre des flèches plus importantes avant la rupture que celles en béton de référence.

Dans une recherche plus récente, Khaloo et al. [Khaloo 08] justifient ce constat général sur la capacité de déformation améliorée des bétons incorporant des G.C. par leur comportement non linéaire plus marqué par rapport à celui du béton de référence. Dans ce but, les auteurs se réfèrent à l'indice de non linéarité qu'ils définissent comme le rapport de la pente à l'origine

de la courbe contrainte-déformation en compression et la pente de la droite passant par l'origine et la contrainte maximale tel qu'illustré à la Figure I-17(a). Les résultats de cette étude, présentés sur la Figure I-17(b), montrent que l'indice de non linéarité augmente avec le taux d'incorporation de G.C. et que, dans les limites des matériaux utilisés, plus la taille des granulats en caoutchouc utilisés est importante, plus cet effet est amplifié.

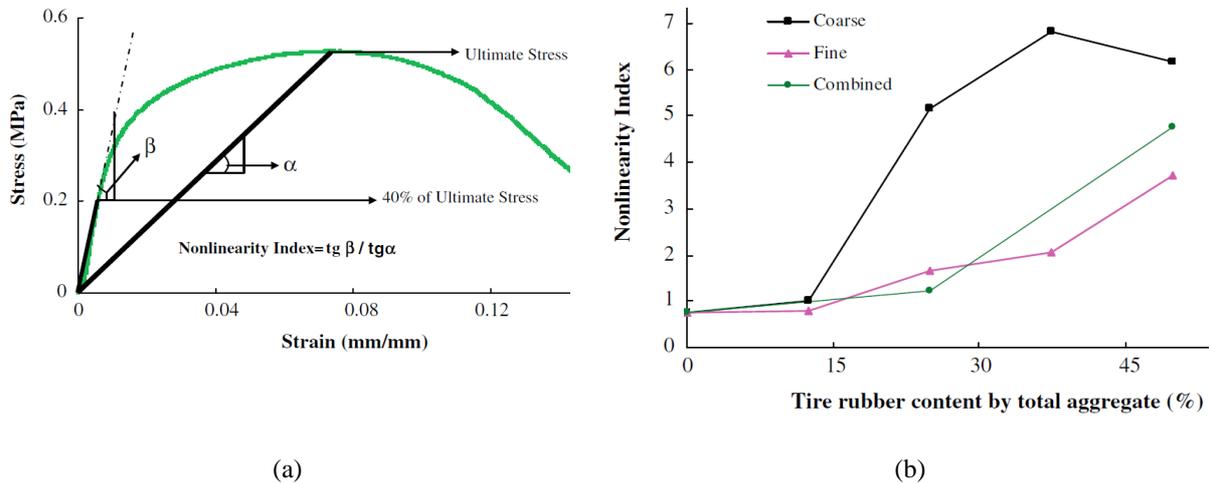


Figure I-17 : Définition de l'indice de non linéarité et influence des G.C. sur cet indice, [Khaloo 08].

I.2.2.6. Retrait

Le phénomène de retrait est un facteur très important dans la pratique. Il correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant et après la prise des bétons. Lorsqu'elles ne sont pas maîtrisées par le ferrailage ou la présence de joints, ces variations dimensionnelles entraînent souvent l'apparition de fissures précoces, d'ouverture conséquente ce qui peut nuire à la durabilité du béton.

Nous n'allons pas nous étendre sur le retrait des matériaux à base cimentaire, un phénomène largement documenté par ailleurs, mais plutôt sur l'incidence des inclusions en caoutchouc sur son amplitude et les conséquences qui en découlent.

Certains auteurs ont étudié l'influence des G.C. sur le retrait du béton et leurs résultats montrent que le retrait du béton caoutchouc est plus élevé que celui du béton de référence. Turatsinze et al. [Turatsinze 05] confirment à la Figure I-18 que les variations dimensionnelles des mortiers incorporant des G.C. sont plus élevées que celles du mortier de référence (les légendes M0, M20 et M30 ont été expliquées dans les pages précédentes). C'est

essentiellement par la relation entre la rigidité des granulats et l'amplitude des variations dimensionnelles de retrait [Hobbs 71] et [Neville 00] que les auteurs interprètent les résultats obtenus.

Concernant le BAP, Garros [Garros 07] a évalué l'influence de la présence de G.C. sur la cinétique de retrait. Comme attendu, la présence des G.C. entraîne dans ce cas aussi une augmentation du retrait. Plus le dosage en G.C. est important, plus le retrait est élevé. En revanche à même taux de substitution l'auteur n'a pas mis en évidence l'effet de la taille des G.C.

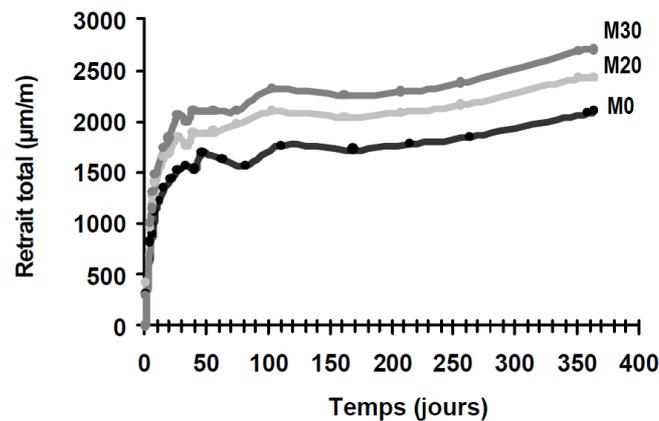


Figure I-18: Evolution du retrait total des mortiers en fonctions du taux de substitution en G.C., [Turatsinze 05].

A partir des observations de l'amplitude de retrait avec la présence de granulats en caoutchouc, ces auteurs se retrouvent en face de deux phénomènes en compétition et dont les effets sont en opposition vis-à-vis de la fissuration de retrait : d'une part la présence de G.C. permet d'augmenter la capacité de déformation avant localisation de la fissuration, et d'autre part cette présence de G.C. entraîne une augmentation des variations dimensionnelles de retrait.

Pour confronter ces deux phénomènes, il a été fait appel aux essais de retrait empêché à l'anneau. Ces tests permettent en effet d'évaluer la sensibilité des matériaux à base cimentaire à la fissuration en mettant en balance les déformations imposées par le retrait et la capacité de déformation du composite.

Les résultats de Turatsinze et al. [Turatsinze 05] montrent que la capacité de déformation avant localisation de la macrofissuration des mortiers incorporant des G.C. est prépondérante vis-à-vis de l'amplitude des variations dimensionnelles de retrait. La présence de G.C. peut

donc être considérée comme une solution pertinente pour empêcher (ou retarder) la fissuration de retrait. Dans tous les cas, lorsqu'elle survient, il est apparu que la fissuration est diffuse, moins ouverte, et donc moins préjudiciable en présence de G.C.

Pour montrer l'incidence des G.C. sur la cinétique des variations dimensionnelles de retrait, Garros [Garros 07] a réalisé des essais de retrait plus élevés suivant la norme [ASTM 05]. Dans ce but, l'anneau en acier autour duquel le béton est coulé est équipé de jauges extensométriques qui mesurent la déformation de ce coffrage intérieur sous l'étreinte du béton qui se rétracte avec le retrait. En plus de l'évolution de cette étreinte dans le temps, l'échéance de la fissuration induit une relaxation de l'anneau en acier et est ainsi précisément datée.

Le dispositif utilisé par Garros [Garros 07] est représenté sur la Figure I-19 et les résultats bruts obtenus sont illustrés à la Figure I-20 pour un BAP témoin (BAP0) et deux BAP obtenus en remplaçant 50% du volume de sable (0-4 mm, BAP50S) ou 50% du volume de gravillon (4-10 mm, BAP50G) par des G.C. de courbes granulométriques relativement identiques à celles des granulats naturels auxquels ils sont substitués.

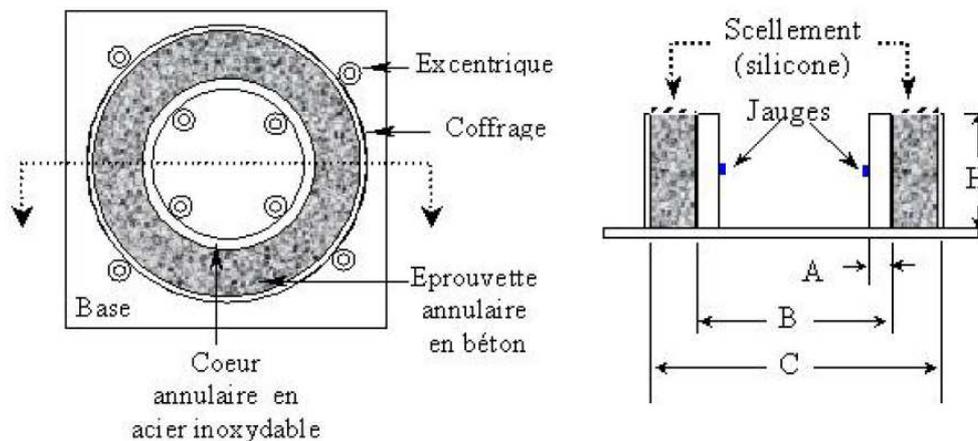


Figure I-19 : Essais de retrait empêché à l'anneau : géométrie de l'éprouvette (A=13 mm, B=330 mm, C=406 mm et H=150 mm), [Garros 07].

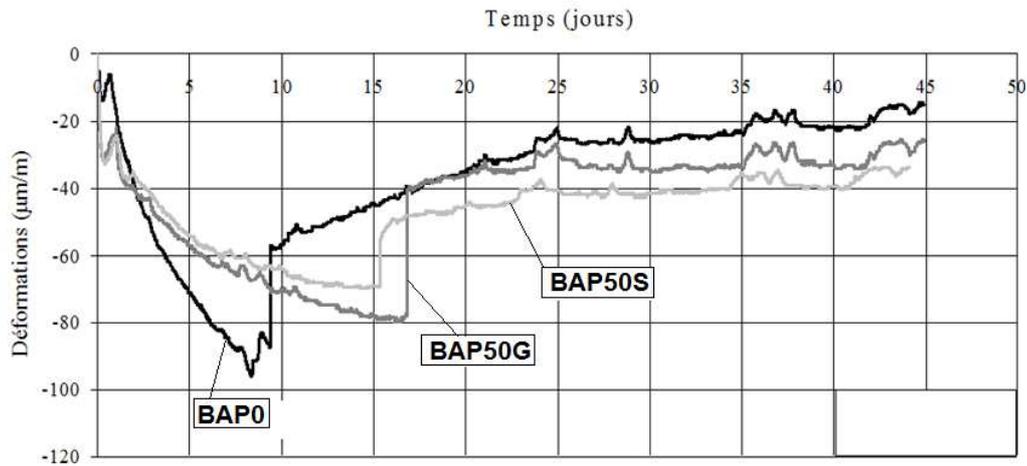


Figure I-20 : Déformation de l'anneau en acier sous l'étreinte du béton en fonction du temps, [Garros 07].

Qualitativement, les résultats de Garros [Garros 07] confirment les conclusions antérieures de Turatsinze et al. [Turatsinze 05]. En effet la Figure I-20 montre bien que la fissuration des BAP incorporant des G.C. est retardée. Par ailleurs, l'observation des fissures débouchant à la surface du BAP montre une fissure unique très ouverte dans ce cas du BAP témoin alors que des fissures multiples et moins ouvertes sont observées dans le cas des BAP incorporant des G.C.

Un autre avantage de l'essai de retrait empêché suivant la norme [ASTM 05] est qu'il permet de quantifier la sensibilité à la fissuration du béton en se basant sur le taux de contrainte moyen et sur le temps net de fissuration dont le mode de calcul est précisé par la norme.

Dans le cas présent, le BAP50S et le BAP50G ont présenté une sensibilité à la fissuration de retrait qualifiée de "modéré-faible" alors qu'elle est "élevée" dans le cas du béton témoin. Dans ces conditions l'on est en droit de penser que dans tous les cas où la résistance à la fissuration due aux déformations imposées est une priorité, un béton incorporant des G.C. peut être une solution pertinente pour améliorer la durabilité des applications. Ceci est particulièrement le cas des chaussées et dallages ou tout autre élément en béton à grande surface vis-à-vis de la fissuration de retrait.

I.2.2.7. Ténacité et fragilité

Comme nous avons eu l'occasion de nous y appuyer, il est généralement admis que la rupture du béton est précédée par la formation de microfissures et que c'est de leur coalescence que

naissent les fissures macroscopiques conduisant à la ruine d'un élément. Au cours de ce processus de microfissuration, une énergie est stockée dans le béton et peut être ensuite libérée au moment de la rupture. Grâce à la détermination de la quantité de cette énergie absorbée dans la zone endommagée pendant le processus de fissuration, on peut évaluer la ténacité ou la fragilité du béton.

➤ Ténacité

L'énergie libérée au moment de la rupture est souvent désignée par l'énergie de fracture G_f . Elle quantifie la ténacité du composite. Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer l'énergie de fracture des bétons et mortiers à base cimentaire. On peut citer une des plus répandues et recommandées par la RILEM [FMC1 85]. Elle requiert un essai de flexion trois points asservi à la vitesse de déplacement (flèche), en utilisant une éprouvette entaillée. L'énergie de fracture est alors confondue avec l'aire sous de la courbe effort-déplacement.

Si on se réfère aux essais de flexion réalisés par Segre et Joekes [Segre 00] sur des éprouvettes de dimension 49x10x9 mm constituées de pâte de ciment incorporant de la poudre de caoutchouc dont la dimension de la plus grosse particule est de 500 μm , un taux d'incorporation massique de 10% conduit à une énergie de fracture quatre fois plus élevée ($G_f=22\text{--}25,7 \text{ Jm}^{-2}$) par rapport à celle obtenue avec une pâte pure ($G_f = 6,3 \text{ Jm}^{-2}$). Grâce aux résultats obtenus, ces auteurs confirment que les G.C. augmentent la ténacité du mortier.

Dans un même programme de recherche présenté dans les pages précédentes, Kaloush et al. [Kaloush 05] montrent que malgré une chute de 22% de la résistance en flexion, le béton incorporant 30 kg de G.C. par m^3 a une ténacité comparable à celle du béton de référence.

Sukontasukkul et al. [Sukontasukkul 06] ont remplacé 10% et 20% de la masse totale des granulats naturels (sable et gros granulat) par des granulats en caoutchouc passant aux tamis ASTM N°6 (remplaçant le sable) et N°20 (pour le gros granulat) dans leur étude. Les auteurs ont confirmé que la résistance à la traction par flexion d'un béton diminue avec le taux d'incorporation de G.C. Cependant, ils ont montré que le béton dont 10% de la masse est constitué de G.C. a une ténacité supérieure à celle du béton de référence ainsi qu'à celle du béton dont 20% est en G.C. Les conclusions de cette étude sont illustrées par la Figure I-21. Dans un programme réalisé par Khaloo et al. [Khaloo 08] l'influence du dosage de caoutchouc sur l'indice de ténacité a été étudiée. Les résultats sont présentés à la Figure I-22

où il apparaît clairement que par rapport au béton de référence les BIGC présentent les indices de ténacité les plus élevés. Cependant, ils ont constaté que cette augmentation de l'indice de ténacité présente une limite lorsque le taux d'incorporation de granulats en caoutchouc atteint 25% du volume de la phase granulaire. Naturellement, ces auteurs recommandent de ne pas dépasser un taux de substitution de 25% du volume total de la phase granulaire.

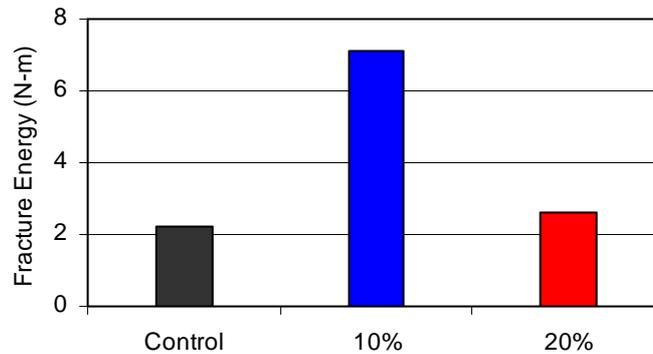


Figure I-21 : Influence de l'incorporation des G.C. sur l'énergie de fracture, [Sukontasukkul 06].

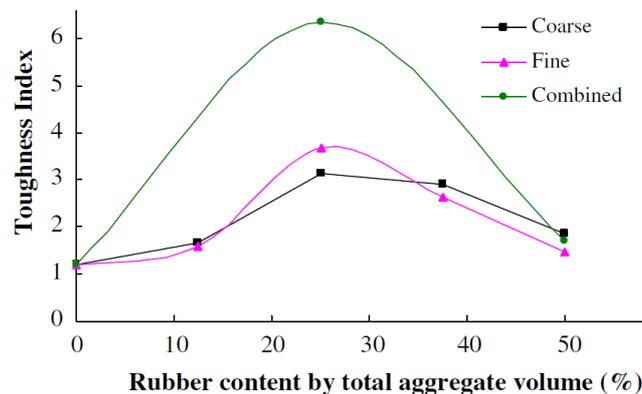


Figure I-22 : Influence du dosage en G.C. sur l'indice de ténacité, [Khaloo 08].

➤ Fragilité

On peut évaluer la fragilité du matériau en s'appuyant sur l'énergie absorbée dans le processus de rupture d'une éprouvette. Topçu [Topçu-1, 97] évalue l'indice de fragilité (Brittleness Index-BI) du BIGC en se basant sur la définition du BI par [Erkan 95] et [Wu 98] présentée à la Figure I-23. L'énergie plastique (non restituée) et l'énergie restituée sont obtenues pendant la rupture d'une éprouvette en compression comme illustré par les aires A_1 et A_2 . Le BI est identifié au rapport A_2/A_1 . Pour un matériau quasi fragile tel que le béton, ce rapport est élevé et la valeur du BI est plus grande que celle d'un matériau ductile. Comme le

montre la Figure I-24(a) où le groupe FC correspond à un béton pour lequel le sable a été remplacé par des G.C. fins, le gravier a été remplacé par des gros G.C. dans le cas du groupe CC, Topçu [Topçu-1, 97] observe que les bétons qui présentent les BI les plus élevés sont ceux dont environ 15% du volume granulaire est constitué des G.C. D'après cet auteur cette limite de 15% définirait une transition d'un matériau fragile vers un matériau plus ductile. Il conclut donc que l'incorporation de granulats en caoutchouc est une solution pour lutter contre la fragilité des bétons.

Les résultats de Benazzouk et al. [Benazzouk 03] présentés à la Figure I-24(b) vont dans le même sens que ceux décrits ci-dessus. Les nomenclatures CRA 1-4, 4-8 et 8-12 désignent des composites cimentaires incorporant des G.C. de classe granulaire i-j. Comme on peut le constater, les auteurs concluent que l'indice de fragilité du composite diminue significativement à partir d'un taux d'incorporation en granulats en caoutchouc de 10%, et ceci quelle que soit la classe granulométrique dans les limites du champ d'investigation.

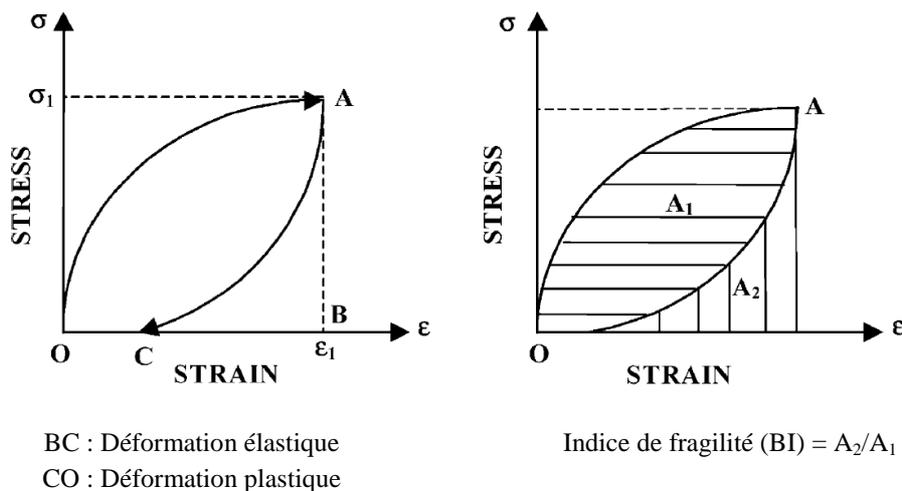


Figure I-23 : Evaluation de l'indice de fragilité (BI), [Erkan 95] et [Wu 98].

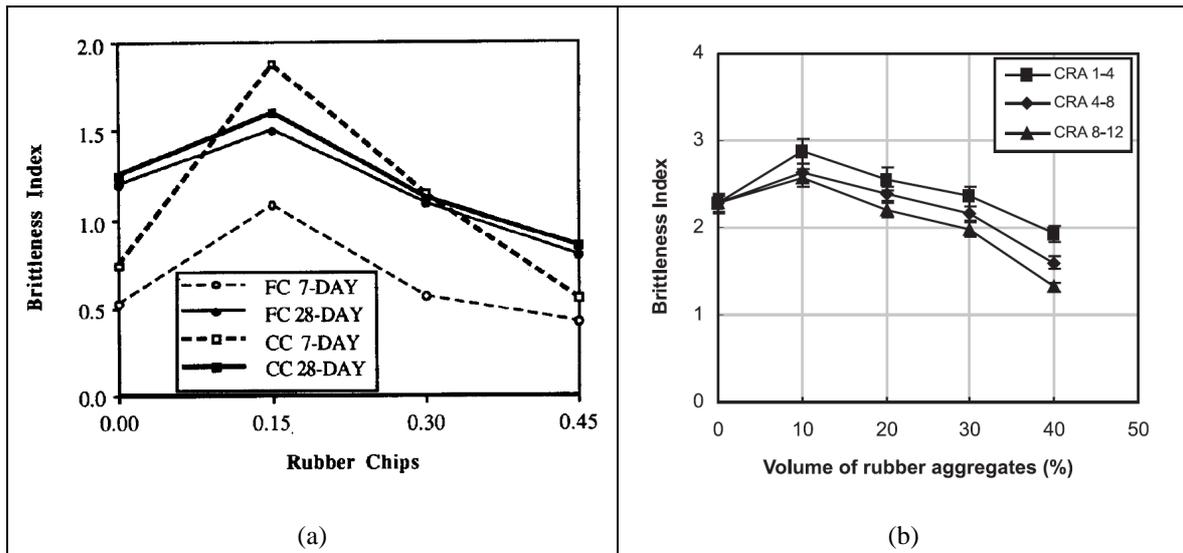


Figure I-24: Influence de G.C. sur l'indice de fragilité, [Topçu-1, 97]-a et [Benazzouk 03]-b.

I.2.2.8. Mode de rupture

Certains auteurs observent que la présence des G.C. change le mode de rupture des éprouvettes. Les éprouvettes du BIGC atteignent des déformations beaucoup plus élevées à la ruine que celles du béton de référence : elles conservent donc plus longtemps une forme avant de se désagréger.

Khatib et Bayomy [Khatib 99] indiquent que les éprouvettes du BIGC conservent encore une forme conique ou cylindrique au moment de la rupture car elles peuvent supporter une déformation imposée beaucoup plus élevée que celle du béton de référence. En plus, la rupture de ces éprouvettes de béton de caoutchouc est progressive. Khaloo et al. [Khaloo 08] définissent la durée de rupture (passage de l'état vierge à l'état de rupture d'une éprouvette sous la charge extérieure). Ils qualifient de brutale la rupture des éprouvettes du béton de référence (durée de rupture courte) tandis que celle des éprouvettes du BIGC est plus progressive grâce à leur capacité de déformation avant la ruine. Les photographies de la Figure I-25 montrent les différences en terme de modes de rupture des composites (la lettre P désigne le béton de référence, les lettres C25 et C50 désignent les bétons dont 25% et 50% du volume du gravillon sont remplacés par des G.C. de dimension similaire).

Avec ces qualités favorables on propose d'utiliser le béton caoutchouc pour des éléments pare-chocs dans les applications de génie civil en général et routier en particulier.

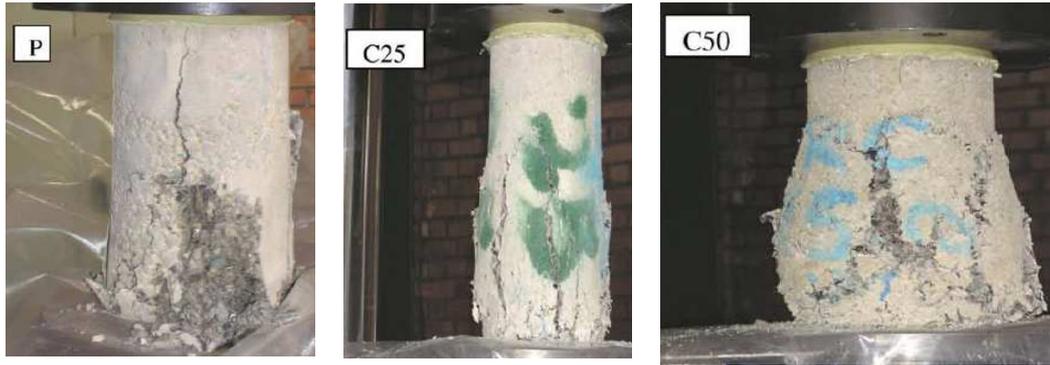


Figure I-25 : Influence de la présence des G.C. sur les modes de rupture, [Khaloo 08].

I.2.2.9. Module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité dynamique du béton peut être déterminé par la mesure de la fréquence de résonance fondamentale longitudinale, en flexion ou en torsion des éprouvettes. Naik et Siddique [Naik 02] rapportent les résultats de [Goulias 97] selon lesquels le module d'élasticité dynamique du BIGC diminue avec le dosage en G.C. Goulias confirme que cette baisse est associée à une rigidité plus faible du matériau et à une diminution de la fragilité du BIGC.

Quéneudec t'Kint et Douzane [Quéneudec t'Kint 05] ont étudié le module d'élasticité dynamique de trois composites ciment-caoutchouc. Le CCGCC incorporant des G.C. compact, le CCGCE incorporant des G.C. expansés et le dernier CCP est composé par de la poudre de caoutchouc. La Figure I-26 montre une réduction significative de ce module avec l'augmentation du dosage en G.C. D'après ces auteurs, cette tendance signifie que ce composite possède un potentiel en terme de capacité d'amortissement d'une vibration.

D'après Khaloo et al. [Khaloo 08], qui se réfèrent à la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques et du module dynamique, le BIGC peut être considéré comme un béton très poreux. Des essais similaires ont par ailleurs été réalisés par Hernández-Olivares et Barluenga [Hernández-Olivares 04]. Leurs résultats présentés à la Figure I-27 confirment que plus le volume de G.C. incorporé est important plus le module dynamique du béton haute performance (BHP) incorporant des G.C. est faible.

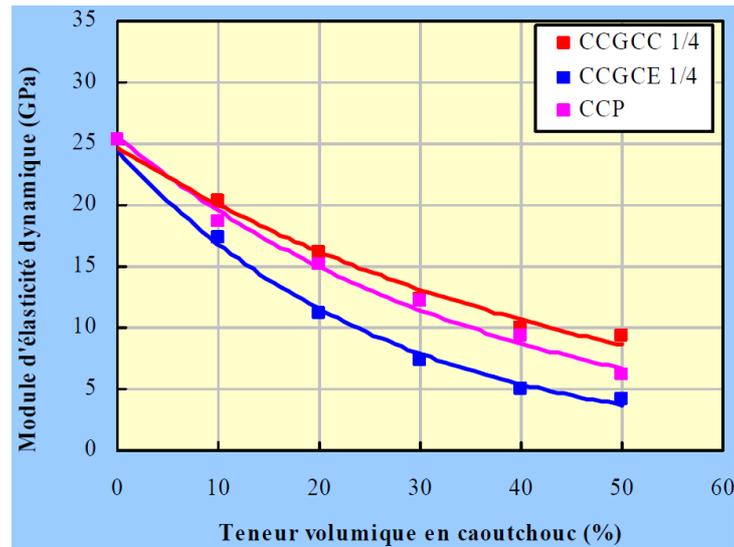


Figure I-26 : Influence du dosage et du type de particules en caoutchouc sur le module dynamique, [Quéneudec t'Kint 05].

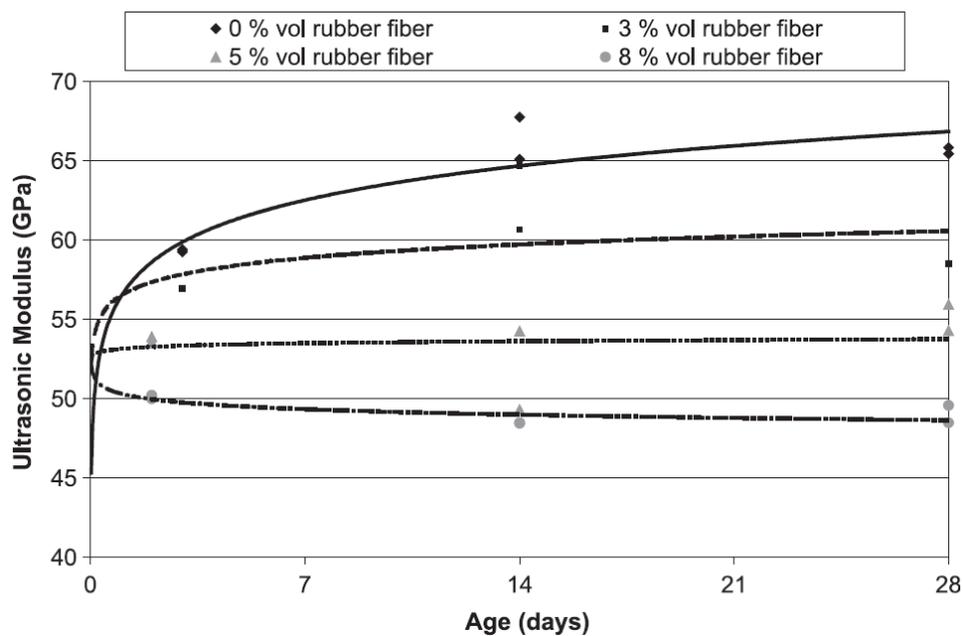


Figure I-27 : Influence de l'incorporation des G.C. sur le module dynamique d'un BHP, [Hernández-Olivares 04].

I.2.2.10. Amortissement des vibrations

Certains chercheurs considèrent que le béton incorporant des granulats en caoutchouc a un potentiel pour amortir des ondes.

D'après Khaloo [Khaloo 08] la vitesse de transfert des ondes à travers un matériau est le facteur le plus important de la mécanique vibratoire. Il observe que la présence des G.C. réduit significativement la vitesse des ondes ultrasoniques dans les BIGC. En conséquence, Khaloo en a déduit que ce composite a un potentiel pour amortir une vibration et qu'il peut en particulier servir d'isolant phonique.

D'après Albano et al. [Albano 05], l'incorporation des G.C. réduit significativement la cinétique des impulsions ultrasoniques dans le béton. Une telle conclusion est illustrée à la Figure I-28 où les 2 bétons incorporant 5 et 10% de la masse en G.C. sont comparés avec le béton de référence. Cette réduction est essentiellement attribuée à la diminution de la densité du composite ainsi qu'à la présence d'eau et des pores d'air au sein de ce matériau. Ces auteurs observent par ailleurs que la taille des G.C. influence considérablement cette cinétique : plus la taille des G.C. est petite, plus la vitesse est réduite.

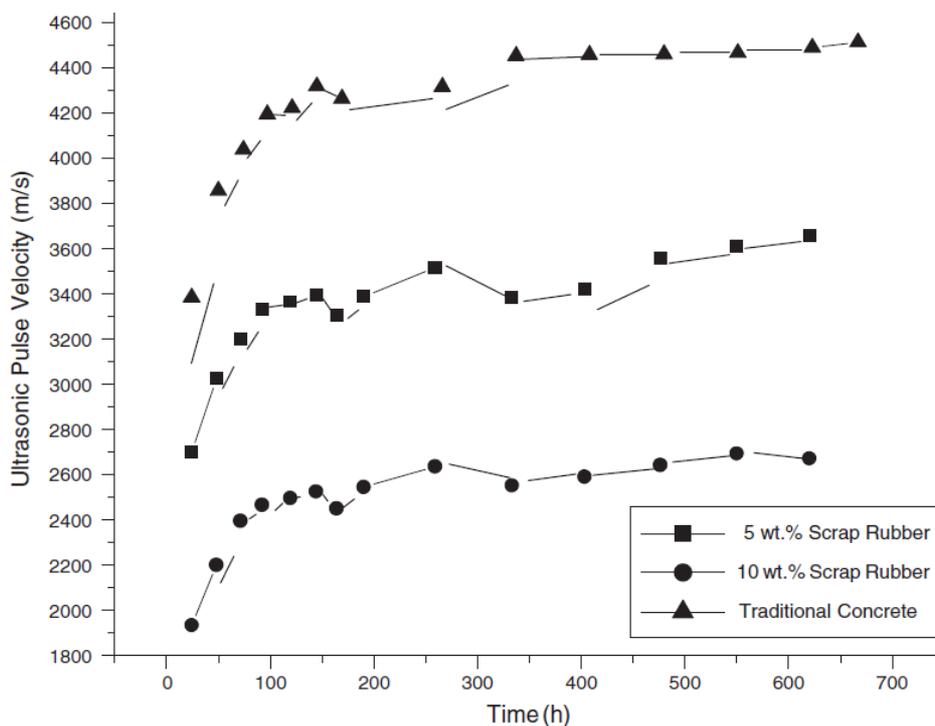


Figure I-28 : Influence des G.C. et du temps de conservation sur la vitesse des ondes ultrasoniques du béton, [Albano 05].

Avec une telle capacité d'amortissement d'ondes en général et plus particulièrement des vibrations mécaniques, il n'est pas superflu d'envisager l'utilisation de ce composite dans les applications comme les murs antibruit des artères routières, comme fondation de rails d'engins roulant ou d'assises de machines vibrantes, etc.

I.2.2.11. Propriétés de transfert

Les propriétés de transfert comme la perméabilité aux fluides ou l'absorption d'eau sont des indicateurs de durabilité des matériaux à base cimentaire. Une étude réalisée par Benazzouk et al. [Benazzouk 04] a permis d'examiner l'influence de deux types de G.C., le caoutchouc expansif et le caoutchouc compact, sur des indicateurs de durabilité du composite ciment-caoutchouc. Le volume incorporé de chaque type de granulats en caoutchouc est compris entre 0 et 40%. Ces composites sont nommés ERAC et CRAC, respectivement.

➤ Perméabilité

D'après ces auteurs, dont les résultats sont présentés dans le Tableau I-3, le coefficient de perméabilité à l'air diminue avec l'augmentation du taux de G.C. alors que la porosité augmente. Ils justifient ces constatations a priori contradictoires par le fait que le réseau poreux du composite incorporant des granulats en caoutchouc est plus discontinu. Cette conclusion de [Benazzouk 04] peut être rapprochée des observations de Kerasley et Wainwright [Kerasley 01] qui, en étudiant des bétons mousses incorporant de cendres volantes, ont aussi constaté que malgré une porosité élevée, le réseau des pores plus discontinu entraîne une perméabilité à l'air nettement plus faible.

Tableau I-3 : Coefficient de perméabilité à l'air du composite ciment-caoutchouc, [Benazzouk 04].

Volume du G.C. (%)	Coefficient de perméabilité à l'air, K (10^{-17} m^2)		
	CRAC		ERAC
0	12,56		
10	10,25		9,85
20	4,38		2,95
30	3,24		2,23
40	2,36		1,74

Toujours au sujet de la perméabilité au gaz et comme le montre la Figure I-29, Garros [Garros 07] qui a travaillé sur les propriétés des BAP incorporant des G.C. en arrive à une conclusion opposée à celle de Benazzouk et al. : la perméabilité à l'oxygène du BAP augmente avec le taux d'incorporation en G.C. Pour justifier cette évolution, Garros mentionne deux hypothèses. Le premier élément est l'augmentation de la porosité avec la présence des G.C.,

le deuxième élément, qui à y regarder de près est inclus dans le premier, est l'auréole de transition plus étendue et de qualité médiocre conjuguée avec un défaut d'adhérence du granulats en caoutchouc à la matrice cimentaire. De plus, à même taux d'incorporation, ce travail montre qu'avec des granulats en caoutchouc de plus petites dimensions (0-4 mm dit BAPX-4) cette perméabilité est plus élevée que celle enregistrée avec des grains de caoutchouc plus gros (4-10 mm dit BAPX-10).

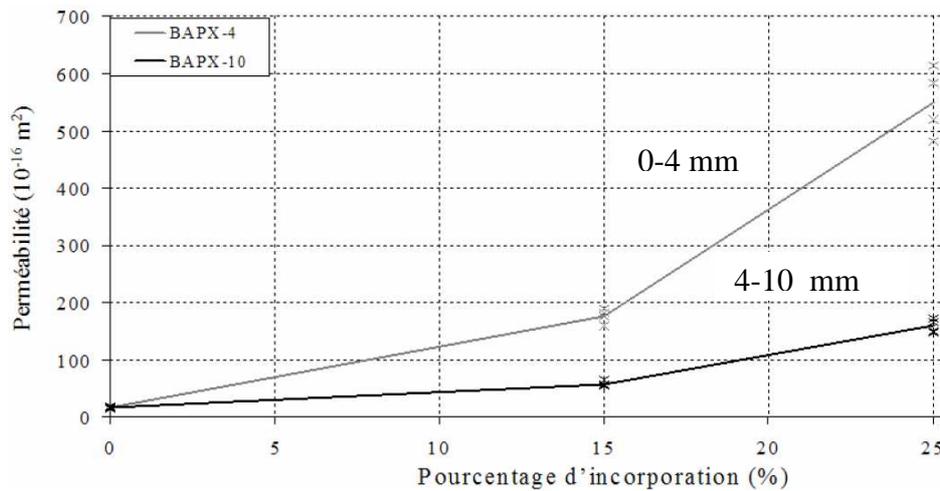


Figure I-29 : Evolution de la perméabilité à l'oxygène en fonction du taux d'incorporation et de la taille des G.C., [Garros 07].

➤ Absorption d'eau

S'agissant de l'absorption d'eau, on trouve une convergence entre les résultats de Benazzouk et al. [Benazzouk 04] et ceux de Garros [Garros 07] mais avec des explications partiellement communes.

Leurs résultats sont illustrés sur les Figure I-30 et Figure I-31 respectivement. Les légendes dans la Figure I-31 sont celles précisées dans la section dédiée à l'étude du retrait. Dans les deux cas la capacité d'absorption d'eau diminue avec le taux d'incorporation des G.C., ce que les premiers auteurs expliquent par le fait que le caoutchouc n'absorbe pas l'eau et qu'elle doit par ailleurs contourner un réseau poreux plus dense symbolisant ainsi une plus grande difficulté à se propager à l'intérieur du composite cimentaire. Quand à Garros, il évoque aussi la nature hydrophobe du caoutchouc et la dimension de l'auréole de transition qui n'est pas de taille à favoriser l'ascension capillaire.

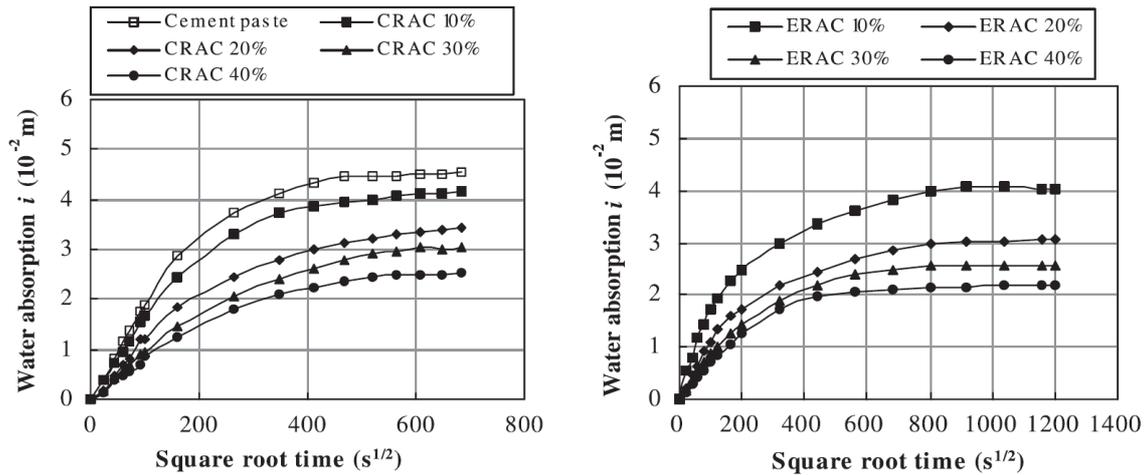


Figure I-30 : Evolution de l'absorption d'eau en fonction du dosage en G.C., [Benazzouk 04].

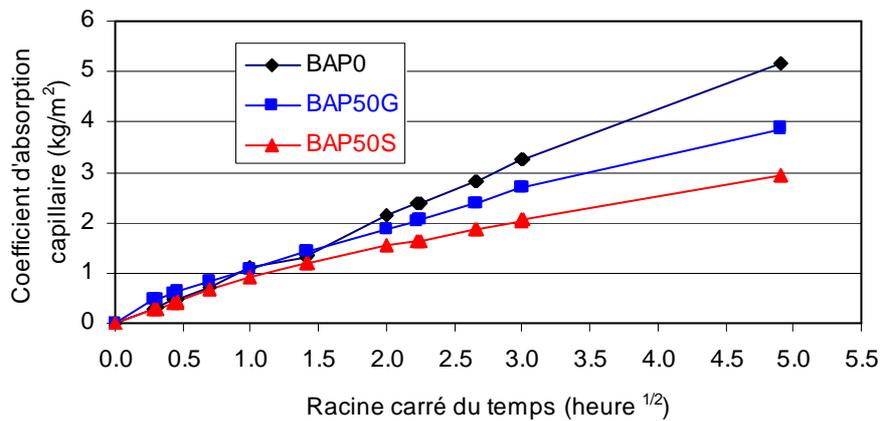


Figure I-31 : Evolution de l'absorption capillaire en fonction du taux d'incorporation et de la taille des G.C., [Garros 07].

I.2.2.12. Résistance au gel et dégel

La résistance au gel et dégel est aussi souvent utilisée comme un indicateur de durabilité des matériaux à base cimentaire. Quand la température descend sous le point de congélation, l'eau dans les pores et les capillaires, en se cristallisant, tend à occuper un volume plus important. Cette expansion peut générer des contraintes telles qu'une fissuration peut se développer dans le composite.

En ce qui concerne la résistance au gel et dégel du composite à base cimentaire, le peu d'études réalisées semblent démontrer que la présence des G.C., directement ou indirectement par le biais du réseau poreux induit, limite les effets préjudiciables généralement observés.

Garros [Garros 07] rapporte les résultats de Savas et al. [Savas 96] selon lesquels les bétons contenant 10% et 15% en masse de G.C. dont la dimension est de 2 à 6 mm ont un facteur de durabilité 60% plus élevé que celui du béton normal après 300 cycles de gel-dégel. Dans une autre étude, [Benazzouk 01] confirme que les granulats en caoutchouc améliorent la résistance au gel-dégel des composites cimentaires. Pour illustrer cette conclusion on peut s'appuyer sur l'état des éprouvettes de référence et celui des composites ciment-caoutchouc après 300 cycles de gel-dégel présentés à la Figure III-32.



Pâte de ciment de référence.



Composite ciment-caoutchouc de 40% G.C.

Figure I-32: Effet des G.C. sur la résistance au gel-dégel des matériaux à base cimentaire : état des éprouvettes après 300 cycles de gel -dégel, [Benazzouk 01].

I.2.2.13. Emission acoustique

Des micro-déplacements locaux internes au sein d'un matériau soumis à la sollicitation sont accompagnés de phénomène de libération d'énergie sous forme d'ondes élastiques transitoires communément appelés émission acoustique (EA). La Figure I-33 représente schématiquement un exemple simple d'émission acoustique lorsqu'une fissure apparaît dans un matériau sous contraintes. Les ondes élastiques émises se propagent dans tout le matériau et elles provoquent une déformation transitoire de très faible amplitude et de fréquence élevée. Elles sont détectées en temps réel par les capteurs fixés sur la surface du matériau testé. Un analyseur de signal traite ces signaux et permet de localiser la source en temps réel. Un tel système d'EA se compose d'un ou plusieurs détecteurs ainsi que d'un préamplificateur pour chaque détecteur. Les résultats sont obtenus rapidement et sont généralement considérés comme fiables.

En réalité, les sources d'émission acoustique sont diverses. A titre d'exemple on peut citer la corrosion, l'initiation d'une fissure, la création d'un défaut, etc. L'essai d'EA a montré son efficacité dans les applications suivantes :

- + La détection et localisation de l'endommagement ;
- + Le contrôle de la corrosion ;
- + L'identification des défaillances ;
- + La détection des fuites et le contrôle d'étanchéité, etc.

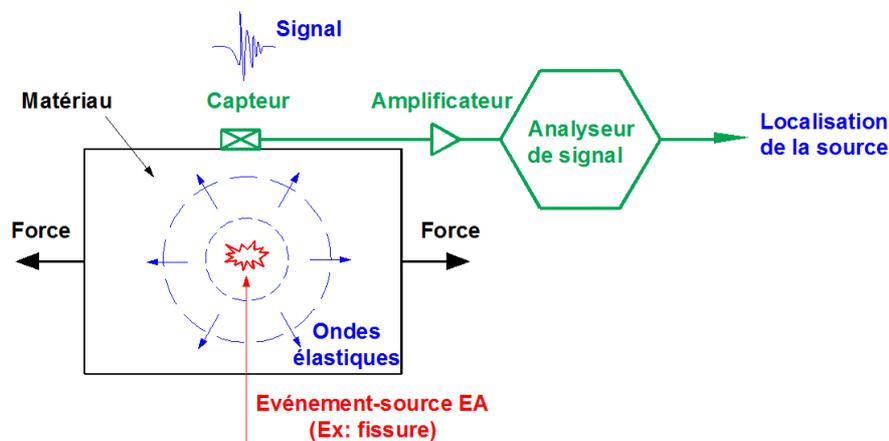


Figure I-33 : Représentation schématique d'un essai d'émission acoustique, [EPA SA 06].

L'étude réalisée par Chen et Liu [Chen 07] utilise cette technologie d'EA pour le monitoring de l'endommagement d'un béton à haute performance lors d'un essai de traction par flexion trois-points. Dans leur essai, les capteurs d'EA sont disposés comme illustré à la Figure I-34 pour permettre une localisation en trois-dimensions. L'effet de la taille des granulats sur le processus d'endommagement ainsi que sur les propriétés de la process zone (zone à la pointe de la fissure dite aussi FPZ) a été ainsi mis en lumière. La localisation des sources d'EA dans une éprouvette entaillée en flexion trois-points est présentée à la Figure I-35. Le nombre d'événements peut représenter la propagation de la fissuration ainsi que la taille de la FPZ. Si ce nombre est élevé, on considère que le chemin des fissures est plus tortueux et que la FPZ est plus large.

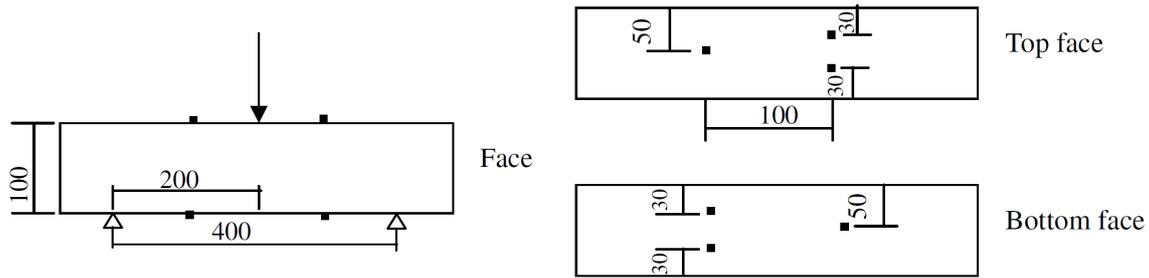


Figure I-34 : Géométrie d'éprouvette et emplacement des capteurs pour une localisation 3D, [Chen 07].

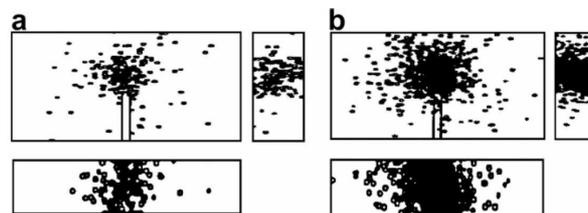


Figure I-35 : Localisation des sources d'EA dans une éprouvette entaillée en traction par flexion trois-points : (a) avant le pic de charge, (b) dans la zone post pic jusqu'à la ruine totale, [Chen 07].

Dans une autre recherche, ces mêmes auteurs Chen et Liu [Chen 08] surveillent la rupture du béton incorporant des fibres de carbone (CFRC) par deux méthodes simultanées: la mesure de la résistance électrique et l'émission acoustique. Ici, la détection d'EA est utilisée pour évaluer la fiabilité de la mesure de la résistance électrique. Les résultats confirment que ces deux techniques peuvent être complémentaires pour suivre la fissuration des CFRC.

Dans nos hypothèses de travail nous considérons que les G.C. perturbent le mécanisme de fissuration, en particulier en stoppant les premières microfissures à chaque fois qu'elles débouchent sur une interface matrice cimentaire-granulat en caoutchouc. Un tel effet aurait pour conséquence de retarder la coalescence des microfissures et la localisation concomitante de la macrofissuration. Compte tenu des éléments précédents, nous pensons que la technique d'EA est appropriée pour valider la pertinence de nos hypothèses : elle sera mise en œuvre dans cet objectif.

I.2.2.14. Résistance à la glissance

Il y a peu d'études concernant la résistance de glissance du béton en général et encore moins pour ce qui est des bétons incorporant des G.C. Dans la recherche présentée dans les pages précédentes, Sukontasukkul et Chaikaew [Sukontasukkul 06] étudient la résistance de glissance des BIGC en utilisant le "British Pendulum Tester". Les résultats, illustrés à la Figure I-36, montrent que les blocs de béton dont 10% et 20% de la masse est constitué de G.C. possèdent en général une résistance de glissance plus élevée que celle du béton de référence. Ces chercheurs ont attribué ce constat au fait que les blocs incorporant des G.C. sont plus déformables et que par conséquent la friction de leurs surfaces est plus élevée.

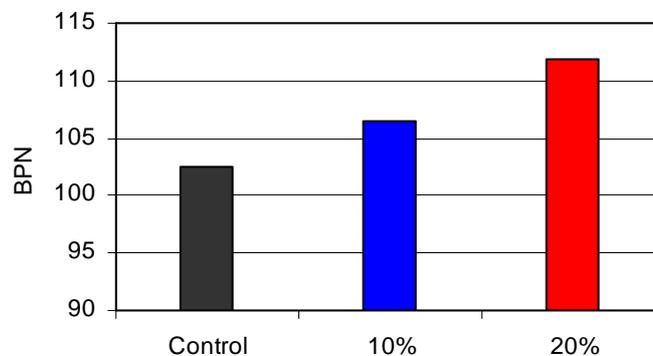


Figure I-36 : Influence des G.C. sur la résistance de glissance du béton où la légende BPN à l'ordonnée désigne "British Pendulum Number", [Sukontasukkul 06].

I.2.2.15. Résistance à l'abrasion

Dans le même programme de recherche, Sukontasukkul et Chaikaew [Sukontasukkul 06] évaluent la résistance à l'abrasion des BIGC. La Figure I-37(a) montre que la perte de masse augmente avec le dosage des G.C. et que la résistance à l'abrasion des blocs de béton incorporant des G.C. est plus faible par rapport à celle du bloc de béton de référence.

Segre et Joeques [Segre 00] ont aussi étudié la résistance à l'abrasion d'un composite cimentaire incorporant des G.C traité et non traité par NaOH. Les résultats présentés à la Figure I-37(b) montrent que la perte de masse est une fonction du nombre de cycle d'abrasion. La perte de poids du composite incorporant des G.C. non traités est plus élevée par rapport à celle du composite incorporant des G.C. traités. Les auteurs croient que le

traitement des G.C. par NaOH augmente l'adhésion entre les G.C. et la pâte de ciment avec comme conséquence une augmentation de la résistance à l'abrasion.

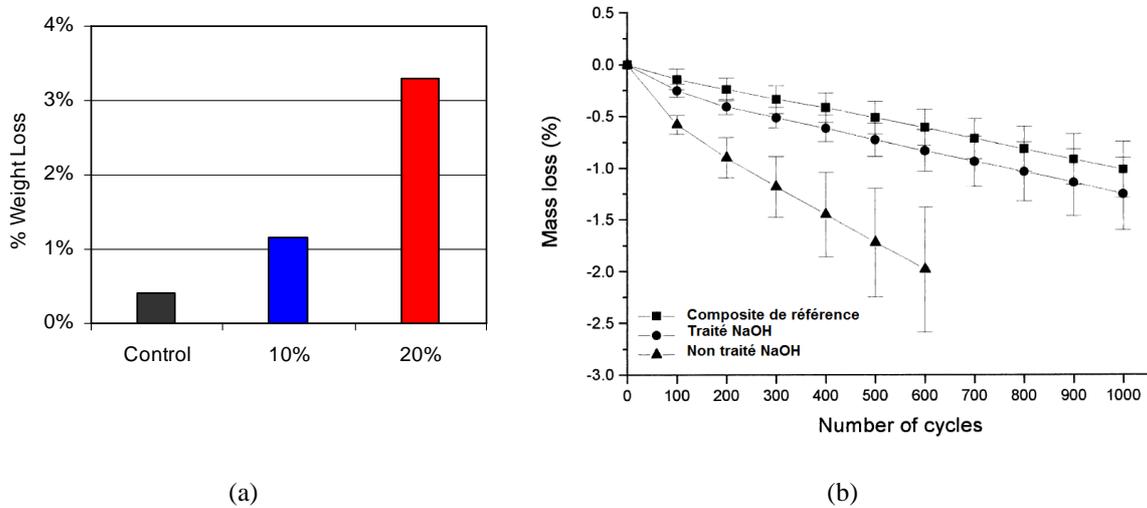


Figure I-37 : Influence des G.C. sur la perte de poids des essais d'abrasion, [Sukontasukkul 06]-a, [Segre 00]-b.

I.2.2.16. Résistance au feu

Le peu d'études réalisées sur cette propriété laisse penser que l'incorporation de granulats en caoutchouc est favorable à la résistance au feu du composite incorporant des G.C. En effet, Hernández-Olivares et Barluenga [Hernández-Olivares 04] réalisent des essais pour évaluer la résistance au feu du BHP incorporant des G.C. La température des éprouvettes placées dans un fourneau est montée à plus de 1.000°C. Les auteurs observent que les éprouvettes de BHP de référence présentent plus d'écaillages à leur surface exposée au feu et présentent une silhouette manifestement déformée par rapport à celle des éprouvettes en BHP incorporant des G.C. La Figure I-38 présente les images (vues globale et détaillée) de l'écaillage à la surface des éprouvettes du BHP à 0% et 3% du volume de G.C. Les silhouettes des éprouvettes à la sortie du fourneau sont présentées à la Figure I-39. Hernández-Olivares et Barluenga attribuent les différentes constatations au fait que les G.C. au sein du composite sont brûlés et entraînent la formation de trous servant de vases de décompression à la vapeur d'eau interne. Par conséquent, la contrainte due à la pression de vapeur est diminuée. On notera par ailleurs que ces auteurs ont observé qu'à même profondeur à l'intérieur des éprouvettes la température est plus faible si on augmente le dosage des G.C. Cette observation indique que l'épaisseur demandée de la couche d'enrobage des colonnes en BHP de référence

est plus importante par rapport à celle en BHP de caoutchouc en vue de garantir l'intégrité structurale.

Fattuhi et Clark [Fattuhi 96] réalisent un test simple pour vérifier le risque de l'inflammabilité des G.C. incorporés dans le composite à base cimentaire. Dans cet essai, les cubes de béton sont soumis à un feu d'un chalumeau pendant trois minutes. Sans surprise, ils observent que les G.C. qui se trouvent à la surface des cubes sont brûlés. Toutefois, dès que l'on écarte le chalumeau, tous les feux s'éteignent au bout de 4 à 5 secondes. Ces essais simples indiquent que l'inflammabilité des G.C. est réduite par leur enrobage dans le béton.

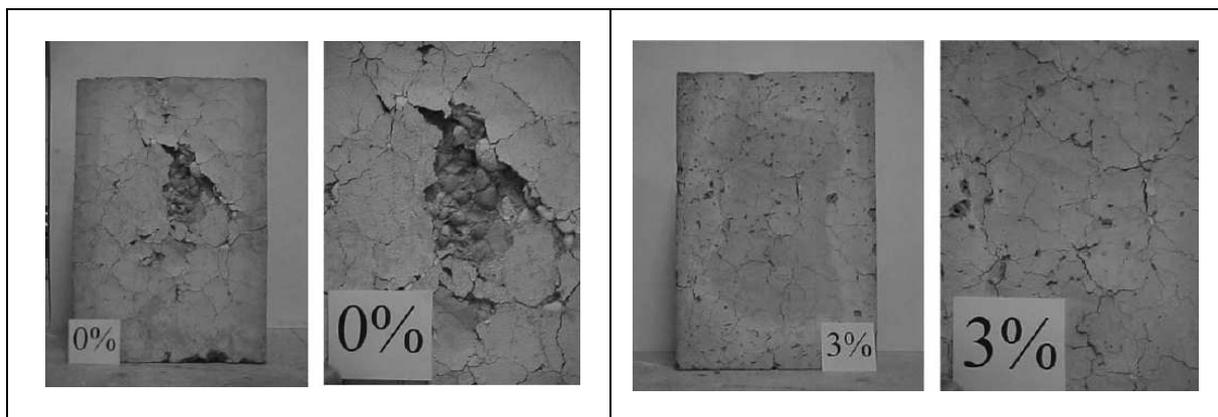


Figure I-38 : Ecaillages à la surface des éprouvettes incorporant 0% et 3% du volume de G.C. après l'essai de résistance au feu, [Hernández-Olivares 04].

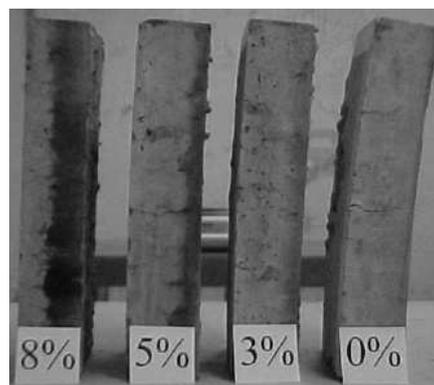


Figure I-39 : Silhouette des éprouvettes après l'essai de résistance au feu, [Hernández-Olivares 04].

I.3. GENERALITE SUR LES CHAUSSEES

Compte tenue du potentiel attendu des composites incorporant des G.C. en terme d'application routière, nous avons décidé de présenter une brève esquisse des caractéristiques

de la chaussée en général et de la chaussée en béton à base cimentaire en particulier, et ce en s'appuyant sur la méthode française de dimensionnement – le guide technique [LCPC 94].

I.3.1. La structure de chaussée

Une chaussée se présente sous la forme d'une structure multicouche et est composée généralement de trois niveaux distincts comme présenté à la Figure I-40 : la couche de surface, la couche d'assise et la plate-forme support de chaussée.

- La plate-forme support est constituée généralement du sol support (le sol après terrassement) et d'une couche de forme.
- La couche d'assise de la chaussée est formée généralement d'une couche de fondation et d'une couche de base. Le but de cette couche est d'assurer la résistance mécanique vis-à-vis des sollicitations dues au trafic. Elle permet également une répartition des contraintes verticales sur la plate-forme support afin d'éviter des déformations trop importantes de celle-ci.
- La couche de surface composée d'une couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison, donne à la chaussée les propriétés nécessaires pour son utilisation par les véhicules, en particulier l'uni et l'adhérence.
- L'accotement ne participe pas directement à la reprise des sollicitations dues au trafic mais il assure un rôle d'étanchéité vis-à-vis du corps de la chaussée, contribuant ainsi à sa durabilité.

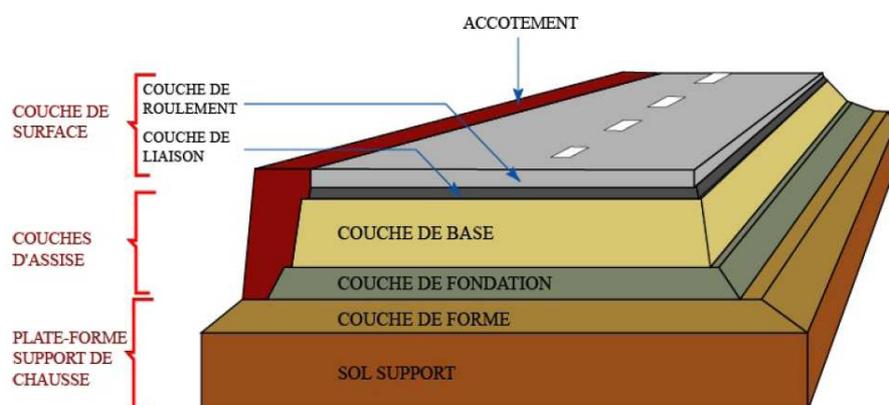


Figure I-40 : Coupe type d'une structure de chaussée, [Diakhate 07].

I.3.2. Les chaussées en béton cimentaire

Les chaussées en béton cimentaire sont composées en général d'une couche de base et d'une couche de fondation :

- La couche de fondation qui peut être en béton maigre (dosage en ciment d'environ 200 à 250 kg/m³), ou en matériau traité aux liants hydrauliques.
- La couche de base qui est composée de béton dont le dosage de ciment est typiquement de 330 kg/m³. Dans ces chaussées, la couche de surface généralement bitumineuse, peut être envisagée mais elle n'est pas obligatoire, la couche de base pouvant tout à fait servir aussi de couche de roulement.

Les chaussées en béton appartiennent à la catégorie des chaussées dites rigides qui présentent des propriétés favorables à la durabilité de l'application. On peut citer, entre autres, un module d'élasticité élevé, une sensibilité à l'eau et à la température ainsi que des déformations limitées.

Cependant, comme les autres types de chaussées, le béton routier reste sensible aux désordres généralement liés à la fatigue sous les sollicitations du trafic. Compte tenu de la surface mise en jeu, la fissuration due aux variations dimensionnelles (hydrique et thermique) constitue une pathologie particulièrement redoutée.

➤ Sollicitation du trafic

Sous les chargements répétés dus au trafic, la chaussée est soumise à la fatigue par flexion. Comme le montre la Figure III-41 ces chargements verticaux se traduisent par des sollicitations de traction par flexion du matériau. Les couches de chaussée se comportent chacune comme une dalle sollicitée en flexion si on considère qu'elles sont glissantes l'une par rapport à l'autre avec la contrainte maximale de compression située dans la fibre supérieure tandis que celle de traction est localisée dans la fibre inférieure. Ainsi, à la base des couches, la sollicitation est la plus discriminante puisque le béton est beaucoup moins résistant à la traction qu'en compression. Lorsque les contraintes de traction répétées sont supérieures à la valeur admissible par le matériau, elles induisent des désordres et entraînent la ruine des couches.

Les principaux facteurs qui régissent l'endommagement par fatigue de la chaussée sont l'endurance, la résistance en traction et le module élastique du matériau. Si on augmente la résistance en traction et l'endurance et si en même temps on diminue le module d'élasticité on peut obtenir un matériau ayant de bonnes capacités pour l'application routière.

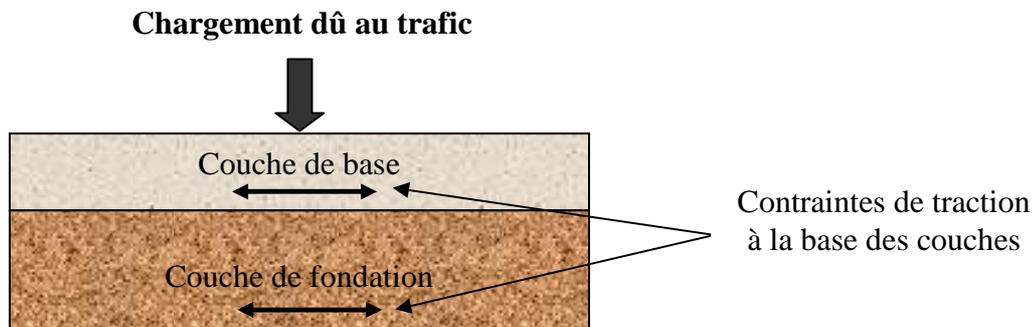


Figure I-41 : Chargement d'une chaussée en béton.

➤ Retrait

Les chaussées en béton se caractérisent par un retrait hydrique lié aux phénomènes de prise du ciment et de séchage du matériau. Et comme pour la plupart des matériaux des chaussées, ils sont soumis à une déformation thermique liée aux variations de température extérieure. Lorsque la température diminue, cette déformation se présente comme un retrait qui s'additionne au retrait hydrique.

Lorsqu'on considère la structure routière comme infinie dans le sens longitudinal, le retrait du béton est, en partie courante, totalement empêché ; cela équivaut mécaniquement à imposer à un matériau stable un allongement. Cet allongement imposé se traduit par une contrainte de traction importante, entraînant la fissuration transversale des chaussées en béton.

La sensibilité à la fissuration du matériau est liée au retrait, à sa résistance en traction et à son module élastique. Si un matériau possède un module élastique faible et une résistance en traction élevée il peut limiter et résister aux contraintes de traction dues aux déformations imposées. Malheureusement ce cas idéal d'un module d'élasticité faible et d'une grande résistance à la traction est contre nature, ces deux propriétés étant par essence antinomiques.

Il en résulte que cette sensibilité à la fissuration est assez complexe et délicate à apprécier quantitativement. En ce qui concerne le béton incorporant des granulats en caoutchouc, elle fera l'objet d'une étude expérimentale que nous présenterons dans les parties suivantes.

➤ **Contrôle de la fissuration des chaussées en béton à base cimentaire**

Parmi les techniques mises en œuvre pour maîtriser ou empêcher la fissuration anarchique et ainsi éviter une détérioration accélérée de la chaussée on note :

- **Préfissuration** : on peut pratiquer la préfissuration avec des joints de dilatation. Avec ces joints, la chaussée se présente alors sous forme de structure en dalles, indépendantes les unes des autres, n'ayant que quelques mètres de longueur et pouvant donc accepter les déformations de retrait sans se fissurer. Cependant, cette séparation en dalles pose des problèmes en raison de l'aspect fortement discontinu de la chaussée et de l'apparition de battements entre les dalles. En plus de la discontinuité induite et de son impact vis-à-vis du confort, ces joints accélèrent la dégradation de la chaussée en favorisant la pénétration d'eau et provoquent des faiblesses structurelles qui viennent s'ajouter aux dégradations dues à la fatigue du matériau sous les sollicitations de trafic.
- **Béton armé continu** : la chaussée comprend des armatures longitudinales, continues dans toute la structure. Ces armatures n'empêchent pas le béton de se fissurer mais elles limitent l'ouverture de ces fissures par l'effet de "couture". Malheureusement, une telle technique a un coût et les armatures restent sensibles à la corrosion, notamment lorsque la structure est soumise à des cycles saisonniers, avec des circonstances aggravantes liées à l'utilisation de sels de déverglaçage.
- **Matériaux de nouvelle génération** : les pathologies des chaussées béton présentées ci-dessus sont une invitation à trouver les matériaux innovants et possédant des qualités spécifiques, la première desquelles devant être une grande capacité de déformation pour lutter contre la fissuration dues aux variations dimensionnelles (retrait hydrique - dilatation thermique). L'utilisation de ces nouveaux matériaux permettrait d'éviter totalement les joints ou du moins d'augmenter significativement la distance entre joints. La bibliographie précédente indique que l'on a toutes les raisons de penser que les bétons incorporant des granulats en caoutchouc représentent un intérêt dans cette direction. Dans

notre programme de recherche, ils sont attendus comme un matériau innovant pour la réalisation de chaussées.

I.3.3. De la chaussée en béton à base cimentaire au Vietnam

Le Vietnam est doté d'un réseau routier assez faible avec un peu plus de 17.000 km de chaussées au total, dont la majeure partie est revêtue de matériau à base de bitume. Les chaussées en béton cimentaire ne représentent qu'une part infime : 3% du linéaire total, soit environ 500 km du réseau national. En remontant les étapes du développement des chaussées en béton cimentaire au Vietnam on peut relever les jalons suivants qui sont tirés du [ITST 02]:

- Avant 1945 la chaussée en béton cimentaire était réservée à certains aéroports et à quelques routes exceptionnelles. La dimension des dalles généralement carrées en béton est alors faible, 2 m par 2 m, pour une épaisseur comprise entre 15 cm et 18 cm. Le béton est mis en place manuellement.
- Pendant les années 1945 à 1975, en particulier au Nord du Vietnam, on utilise les chaussées en béton à base cimentaire dans certains travaux comme l'aéroport international Noi Bai, la route Hung Vuong. Pendant la même période, au Sud du Vietnam, les Etats Unis construisent des chaussées en béton dans deux aéroports : Tan Son Nhat et Phu Quoc.
- De 1975 à 1990, c'est la crise économique et la construction de chaussée, a fortiori la chaussée en béton n'est pas une priorité. Seuls des tronçons incontournables sont réalisés. On peut relever ainsi les 10 km de la route Nationale N°3 ainsi que les 3 km de l'échangeur routier du pont Chuong Duong.
- De 1990 à nos jours, malgré la crise mondiale en cours, on peut dire que l'économie du Vietnam n'a pas cessé de se renforcer et avec elle les moyens de communication dont les routes, dans lesquelles l'utilisation du béton (essentiellement le béton armé) a vu sa part continuellement progresser. A ce titre on peut citer les réalisations suivantes :
 - + Les 30 km de la Route Nationale N°1 dont la construction a vu inverser le rapport entre l'intervention de l'homme et celle de la machine.

- + Les premiers tronçons (au total de 440 km) de la Route Nationale Ho Chi Minh qui reliera deux bords du pays.

La synthèse des informations précédentes conduit naturellement à constater le niveau limité du linéaire des chaussées en béton au Vietnam. Compte tenu de la qualité des chaussées en béton, il s'agit d'une tendance qui ne peut que s'inverser dans un proche avenir. C'est dans cet esprit que nous avons décidé d'étudier les atouts d'un béton incorporant des granulats en caoutchouc issus du broyage de pneus non réutilisables comme matériaux de construction d'éléments à grande surface, en particulier de chaussées.

I.4. COMPORTEMENT DU BETON A LA FATIGUE

Dans la section précédente, nous nous sommes contentés de ne mentionner que les désordres dus aux sollicitations cycliques du trafic routier sont les principales causes qui gouvernent la durabilité de la chaussée en béton. L'endurance du matériau et la durabilité de l'application en dépendent. Dès lors il apparaît nécessaire de présenter une synthèse sur la caractérisation des matériaux à base cimentaire sous sollicitation de fatigue.

La durée de vie d'une éprouvette soumise à un chargement cyclique est le nombre de cycles ou le temps équivalent correspondant pour l'amener à sa rupture. Le Boiteux [Le Boiteux 73] a rapporté qu'en 1858, Wöhler [Wöhler 58¹] le pionnier qui s'intéresse à la durée de vie dans le cas des structures métalliques, établit la corrélation entre le taux de charge maximal des cycles noté S_{max} et le nombre de cycles à rupture noté N de chaque éprouvette testée sous chargements répétés. S_{max} est alors défini comme étant le rapport entre la contrainte maximale des cycles et le module de rupture correspondant dans le mode de sollicitation. Wöhler a lancé ses essais avec une limite de fatigue de 10^6 cycles puisqu'à cette époque des applications industrielles telles les engins à vapeur ont une durée de vie faible. A nos jours, la durée de vie des structures métalliques des machines modernes peut dépasser 10^7 cycles, [Marines 03], [Pavese 06], [Sonsino 07], etc.

Concernant les composites à base cimentaire, pour quantifier leur durée de vie, la méthode la plus utilisée consiste à tracer les courbes de Wöhler. Le béton étant un matériau hétérogène et dont l'état dit vierge présente déjà des défauts, les résultats disponibles dans la littérature se caractérisent par une importante dispersion et naturellement, il est très difficile de prévoir la

¹ Wöhler 1858

limite d'endurance et donc la durée de vie d'une application en béton. On ne s'étonnera donc pas de constater que les études réalisées jusqu'à présent sont essentiellement descriptives et sont limitées à des comparaisons des enveloppes de courbes de Wöhler.

Rappelons quelques notions clés synthétisées qui caractérisent la durée de vie pour le béton :

➤ Formulation de Wöhler

De nombreux chercheurs tels que Kesler [Kesler 53], Hilsdorf et al. [Hilsdorf 66] et [Ballinger 72] ont proposé la corrélation dite l'équation de Wöhler entre le taux de charge S et le nombre de cycles N suivante :

$$S = \frac{\sigma_{\max}}{MR} = a - b \log(N)$$

Où : a et b sont deux constantes expérimentales qui dépendent de la nature de l'essai (traction par flexion ou compression par exemple) ;

σ_{\max} est la contrainte maximale des cycles ;

MR est le module de rupture considéré qui dépend de la nature de l'essai ($MR=f_t$ pour les essais de traction par flexion, f_c pour les essais de compression, etc.).

➤ Formulation de Shi

Shi et al. [Shi 93] ont proposé une autre équation de fatigue en réalisant les essais de fatigue en flexion trois-points avec les éprouvettes prismatiques d'un béton normal :

$$S = A(N)^{-0,0422(1-R)}$$

Où : S et N sont le taux de charge et le nombre de cycles ;

A est un coefficient de régression ;

R est le rapport entre la contrainte minimale des cycles et la contrainte maximale de cycles ($\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$). Les valeurs de R utilisées sont de 0,08 ; 0,2 et 0,5.

D'autres auteurs ont étudié la fatigue en flexion du béton pour établir les corrélations entre le taux de charge et le nombre de cycles à la rupture. Clemmer [Clemmer 22] montre à la Figure

I-42 une limite d'endurance du béton pour des valeurs voisines de 55% σ_R . Dans une autre étude réalisée par Redjel [Redjel 95], la charge répétée maximale a été maintenue constante pour tous les essais, seule la charge minimale variait. Cet auteur observe qu'il apparaît un palier à partir de 4.000 cycles mais le nombre d'essais n'est pas suffisant et la dispersion des résultats trop importante pour aboutir à des conclusions indiscutables. Ses résultats sont présentés à la Figure I-43.

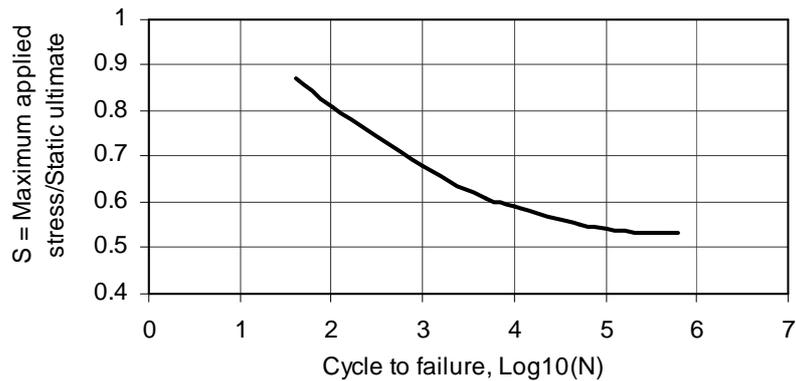


Figure I-42: Courbe type de Wöhler issue d'essais de flexion cyclique, [Clemmer 22].

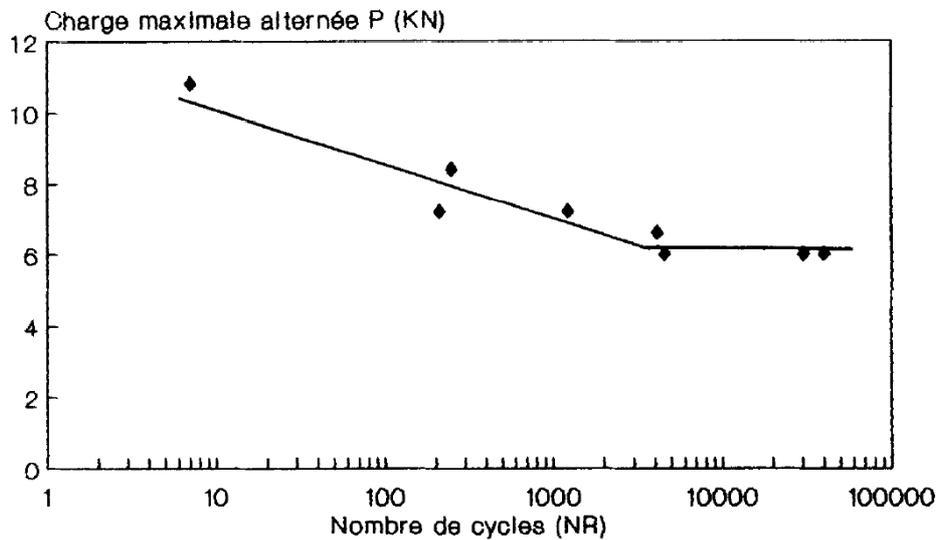


Figure I-43 : Courbe type de Wöhler pour le cas de [Redjel 95] issue d'essais de flexion cyclique.

S'agissant des BIGC, une recherche récente réalisée par Hernández-Olivares et al. [Hernández-Olivares 07] s'est penchée sur leur limite d'endurance. Les résultats obtenus à partir d'un béton de référence et un béton incorporant 3,5% du volume des G.C. sont

présentées à la Figure I-44 où les lignes pointillées indiquent la limite inférieure avec une incertitude de 95%.

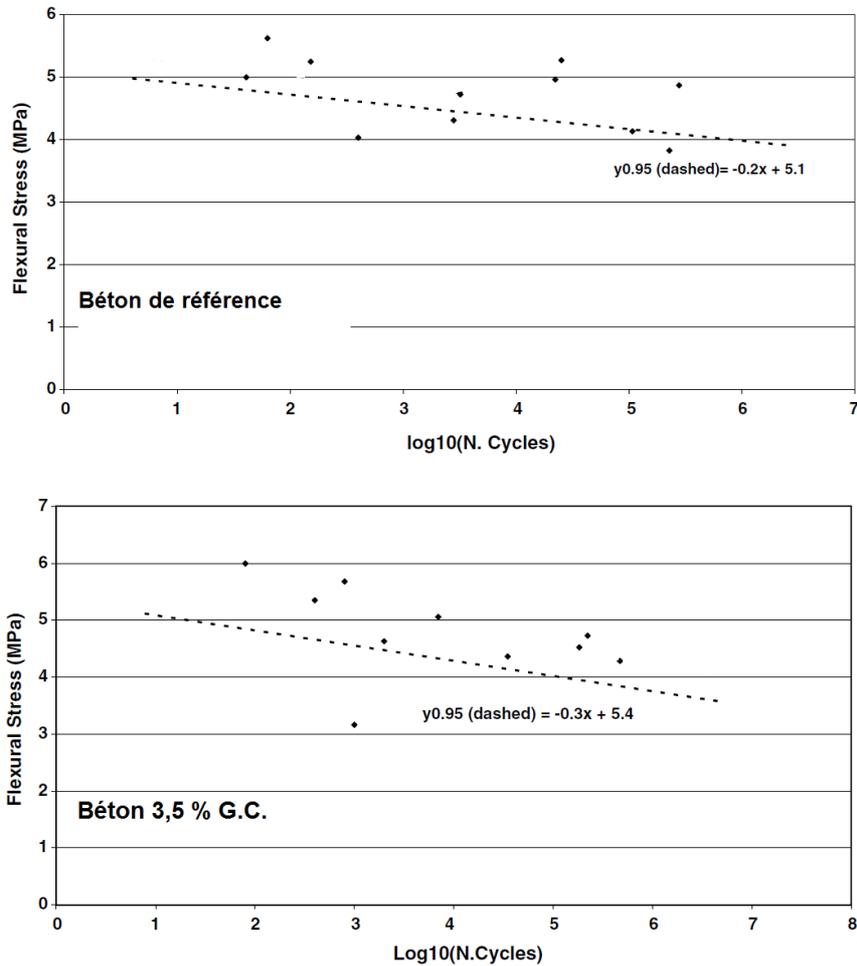


Figure I-44 : Relation entre la contrainte en flexion et le nombre de cycles à la ruine, [Hernández-Olivares 07].

La contrainte en flexion appliquée et le nombre de cycles à la ruine peuvent être traduits par les relations issues de la Figure I-44 :

- + Béton de référence : $\sigma = -0,2 \text{ Log}_{10}(N_{\text{Cycles}}) + 5,1$ (MPa)
- + Béton 3,5% de G.C. : $\sigma = -0,3 \text{ Log}_{10}(N_{\text{Cycles}}) + 5,4$ (MPa)

Ces auteurs calculent ensuite l'épaisseur de la couche de base des chaussées rigides en béton de référence et en béton incorporant 3,5% du volume des G.C. avec la théorie de Westergaard. Ces couches sont proposées pour subir un nombre de 10^6 cycles sous la charge de l'essieu standard de 13 tonnes. Les épaisseurs obtenues du béton de référence et du béton incorporant des G.C. sont de 19,9 cm et 21,1 cm respectivement. Ces valeurs indiquent donc un

accroissement de 1,2 cm lorsqu'on passe du béton de référence au béton incorporant 3,5 % des G.C. A partir de ces résultats, Hernández-Olivares et al. préconisent que les bétons incorporant des G.C. ont un potentiel pour une utilisation dans l'application chaussées rigides.

I.5. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre nous avons passé en revue la problématique des pneumatiques usagés non réutilisables, ainsi que de leur valorisation, notamment une valorisation dite matière sous forme de granulats dans les matériaux à base cimentaire.

A travers les différents documents et exemples disponibles dans la littérature, nous nous sommes rendus compte que l'adjonction de granulats en caoutchouc aux bétons peut constituer une solution pour concevoir un composite cimentaire offrant de meilleures performances. Malgré la chute des résistances mécaniques (en compression et en traction), ce composite offre une grande capacité de déformation avant la localisation de la fissuration, un atout vis-à-vis de la fissuration due aux variations dimensionnelles de retrait, la principale pathologie limitant l'utilisation du matériau dans les applications à grande surface. C'est sur cette base que nous avons entrepris un travail de formulation et caractérisation en vue d'explorer les applications rendues possibles par les nouvelles propriétés du béton à base cimentaire et incorporant des G.C. Tout au long du développement, on gardera en mémoire que compte tenu des effets préjudiciables de l'adjonction de G.C. sur les résistances en compression et en traction du béton, les applications sur terre-plein (dallages et chaussées en béton) sont privilégiées.



Chapitre II :

OPTIMISATION DE LA COMPOSITION DU
BETON INCORPORANT DES GRANULATS
EN CAOUTCHOUC

L'objectif de cette étude est d'optimiser et de caractériser un béton cimentaire compacté par vibration et incorporant des granulats en caoutchouc issus du broyage des pneus usagés non réutilisables. Dans ce chapitre nous présentons les différentes étapes qui ont permis de formuler ce composite ainsi que les effets de l'adjonction de telles inclusions sur les propriétés du matériau à l'état frais.

Les différents matériaux utilisés au cours de cette thèse seront présentés dans la première partie de ce chapitre. Pour la formulation proprement dite, nous nous sommes largement appuyés sur les acquis des travaux de Garros [Garros 07] une thèse ayant porté sur la formulation d'un béton auto-plaçant incorporant des G.C. Les difficultés qu'il a rencontrées notamment liées au caractère hydrophobe du caoutchouc nous ont conduit à procéder avec prudence et par étape. Le matériau visé étant compacté par vibration, il apparaît aussi une nouvelle difficulté potentielle : le risque de ségrégation des granulats en caoutchouc de densité plus faible par rapport aux granulats naturels.

Par ailleurs, comme objectifs de référence de cette formulation, nous avons visé :

- A l'état frais, un affaissement 10 ± 2 cm pour toutes les compositions. Cet affaissement est préconisé par le guide technique vietnamien [GRR 92] ce qui correspond à une maniabilité compatible avec un bétonnage manuel, la méthode de mise en œuvre la plus courante au Vietnam exceptionnellement pour les routes rurales et montagnardes où le niveau de la construction est assez faible.
- En gardant en mémoire l'effet très baissier de l'incorporation des G.C. sur les résistances en compression, nous nous sommes imposés un taux d'incorporation de G.C. maximal pour assurer un minimum de la résistance en compression en prenant comme repère d'application potentielle une couche de roulement ou une couche de base d'une chaussée. Dans ce cas, nous avons retenu une résistance en compression minimale de 17,0 MPa, ce qui est exigée par la norme vietnamienne [22TCN 223, 95].

Dans une seconde partie, nous présenterons les phases successives qui nous ont permis de formuler les bétons incorporant différents dosages en G.C. de granulométrie dont la dimension du plus gros grain est de 4 mm. Ces G.C. ont été utilisés en substitution volumique du sable.

Ensuite, les caractéristiques de ces différents composites à l'état frais seront discutées. Pour terminer, nous présenterons la résistance en compression à l'âge de 28 jours de ces composites retenus.

II.1. OPTIMISATION DE LA COMPOSITION DU BIGC

II.1.1. Les matériaux utilisés

➤ Le ciment

Le ciment choisi dans cette étude est du type CEM I 52,5 R produit par l'usine Lafarge de Martres Tolosane, de densité 3,1, destiné principalement aux travaux de bâtiment et de génie civil nécessitant de fortes résistances à court et à long terme. L'objectif du choix de ce type de ciment est de développer des résistances élevées rapidement et également de limiter l'effet baissier de l'incorporation de G.C. vis-à-vis de la résistance en compression minimale que nous nous sommes imposée.

➤ Gravillon roulé

Le gravillon de classe (4/10) mm alluvionnaire – siliceux de Garonne pour les gros granulats naturels a été utilisé. Il présente une densité et un coefficient d'absorption d'eau de 2,67 et 1,10%, respectivement. Sa courbe granulométrique est illustrée par la Figure II-1.

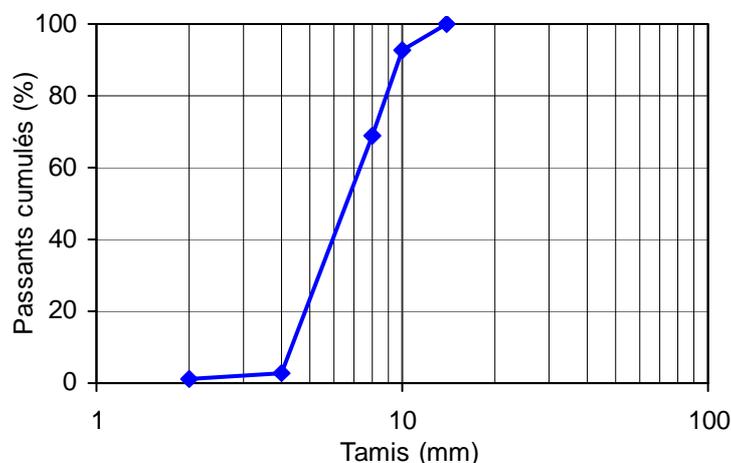


Figure II-1 : Courbe granulométrique du gravillon roulé de classe (4/10) mm.

➤ **Le sable**

Le sable siliceux roulé de Garonne de classe (0/4) mm a été utilisé dans les compositions étudiées. La granulométrie de cette phase est illustrée par la Figure II-3. La densité et le coefficient d'absorption d'eau de ce sable sont 2,67 et 1,90%, respectivement.

➤ **Les granulats en caoutchouc**

Les granulats en caoutchouc issus du broyage de pneus usagés ont été utilisés en remplacement volumique partiel du sable. Ces granulats dont la dimension du plus gros grain est la même que celle du sable, soit 4 mm sont issus d'un stock gracieusement mis à disposition du laboratoire par ALIAPUR pour les besoins d'une thèse précédente [Garros 07]. La photographie de la Figure II-2 montre les G.C. utilisés dans ce travail.



Figure II-2 : Granulats en caoutchouc de classe (0/4) mm utilisés.

Leur courbe granulométrique est présentée à la Figure II-3 et celle du sable est rappelée sur la même figure pour faciliter la comparaison des deux distributions granulaires. On peut constater que les G.C. ont une répartition granulaire légèrement différente de celle du sable. On notera aussi que les G.C., en comparaison du sable, ont une teneur en fine moins importante et comme nous le verrons plus tard, ce facteur va jouer un rôle important notamment vis-à-vis de l'affaissement et de la teneur en air occlus à l'état frais.

Enfin, signalons que la densité des G.C. est de 1,2 et donc très inférieure à celle des granulats naturels ici mis en œuvre et que leur coefficient d'absorption d'eau est négligeable.

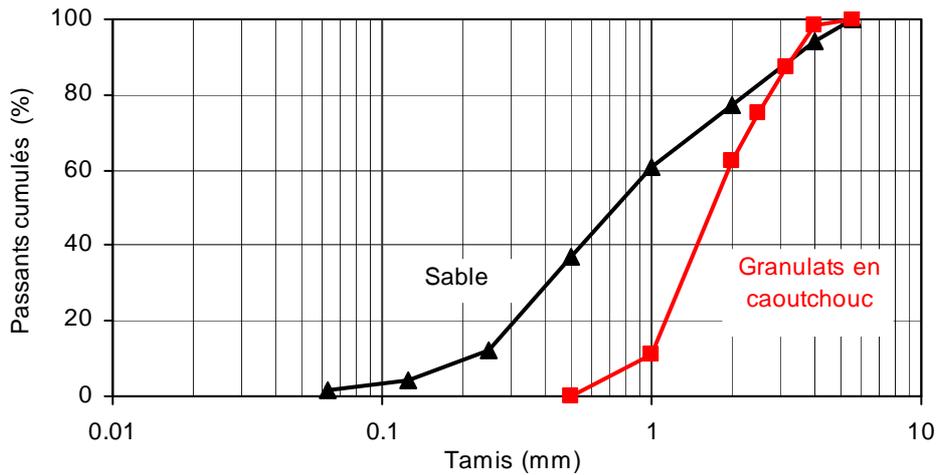


Figure II-3: Courbes granulométriques du sable et du G.C. de classe (0/4) mm.

➤ Les adjuvants

Les travaux récents réalisés au LMDC ont permis de relever les difficultés de formuler une composition à base cimentaire incorporant des G.C. C'est particulièrement le cas pour le travail dont le support était un mortier [Bonnet 04] ou celui encore plus récent ayant porté sur un BAP [Garros 07]. Dans les deux cas, il s'est avéré que les adjuvants qui occupent une place de choix dans la formulation de bétons ordinaires jouent un rôle prépondérant lorsqu'il s'agit de bétons incorporant des G.C. En effet, ces inclusions sont particulièrement préjudiciables vis-à-vis de la maniabilité et ils sont très sensibles à la ségrégation qui fait qu'ils présentent une fâcheuse tendance à remonter à la surface supérieure du volume du béton. Pour corriger ce double défaut nous avons eu recours à un superplastifiant et à un agent de viscosité respectivement. Les deux adjuvants utilisés nous ont été gracieusement fournis par l'entreprise SIKA.

Le superplastifiant (S.P.) utilisé est dénommé Sika ViscoCrete 3030. Il est à base de copolymère acrylique et est qualifié de haut réducteur d'eau. Par ailleurs, grâce à une combinaison de différents mécanismes pendant le processus d'hydratation des grains de ciment, ce superplastifiant confère aux bétons d'autres avantages comme les performances mécaniques élevées à court terme, etc.

Pour lutter contre la ségrégation, on peut trouver actuellement sur le marché plusieurs types d'agent de viscosité. Plusieurs d'entre eux ont été testés dans les travaux précédemment menés au LMDC comme le sikament FF86 dans le cas du mortier [Bonnet 04] et le sika UCS,

le XL Styrène, le microair dans le cas des BAP [Garros 07]. Malheureusement, ces produits peuvent être incompatibles avec le superplastifiant ou présenter d'autres effets secondaires indésirables, notamment sur les performances mécaniques des composites. Dans ce dernier cas la pénalité vient s'ajouter à celle induite par les granulats en caoutchouc rendant ainsi la solution difficilement acceptable.

Pour toutes ces raisons, nous avons retenu un agent de viscosité (A.V.) de nouvelle génération dénommé Sika Stabilizer 300 SCC. Cet adjuvant augmente la viscosité et la stabilité du mélange de béton et il présente l'avantage d'avoir été conçu pour être compatible avec le superplastifiant adopté (Sika ViscoCrete 3030).

➤ **Composition du béton de référence**

On a profité de l'expérience de notre laboratoire en la matière et retenu comme composition de référence une formule de béton déjà éprouvée. Cette composition est donnée dans le Tableau II-1. C'est à partir de cette composition que nous avons entamé une campagne de formulation de bétons incorporant des G.C. que nous allons présenter dans la partie suivante.

Tableau II-1 : Composition du béton de référence.

Eléments	Quantités (kg/m³)
Ciment CEM I 52,5 R	322,5
Sable 0/4 mm roulé	872,5
Gravillon 4/10 mm roulé	967,4
Superplastifiant (Sika ViscoCrete 3030)	1,53
Eau totale	182,8

➤ **Fabrication du béton**

Pour le malaxage des constituants, un malaxeur à béton de capacité 80 litres a été utilisé avec le séquençage suivant :

- + Introduction de tous les composants solides et secs dans le malaxeur (ciment, sable, gravillon et granulats en caoutchouc) ;
- + Malaxage pendant 3 minutes afin d'assurer une bonne dispersion des G.C. parmi les éléments traditionnels du béton ;

- + Introduction lente d'une solution contenant 80% de l'eau et de la totalité des deux adjuvants (S.P. et A.V.) ;
- + Malaxage pendant 2 minutes ;
- + Introduction éventuelle des 20% restant de l'eau ;
- + Malaxage pendant 2 minutes ;
- + Vérification des propriétés d'ouvrabilité du béton formulé via un test d'affaissement.

➤ **Nomenclature des compositions retenues**

Une nomenclature, désignant les compositions et permettant de les référencer facilement a été adoptée. Ainsi chaque composite sera désigné par la notation BXGC. X est le taux de substitution volumique du sable par les G.C. A titre d'exemple, B40GC désigne le béton vibré dont 40 % du volume de sable initialement dans le béton de référence aura été remplacé par le même volume absolu de G.C.

II.1.2. Optimisation des formulations type BIGC

II.1.2.1. Le phénomène de ségrégation des granulats en caoutchouc

Comme explicité précédemment les travaux antérieurs ont montré que si des mesures correctrices ne sont pas adoptées la tendance naturelle des granulats hydrophobes et légers que sont les G.C. entraîne un phénomène de ségrégation. Nous avons aussi expliqué la raison qui nous pousse à chercher d'autres solutions pour lutter contre ce phénomène. Heureusement, au moment où nous avons entrepris ce travail, un fournisseur nous a présenté un agent de viscosité le Sika Stabilizer 300 SCC. C'est donc avec cet adjuvant que nous avons tenté de réaliser des compositions suivantes en espérant qu'il allait répondre à nos attentes.

Dans son étude, Garros [Garros 07] a montré que la résistance en compression à l'âge de 28 jours du BAP incorporant des G.C. de classe (0/4) mm est de l'ordre de 7,50 MPa quand le taux de substitution de G.C. est de 40% du volume de phase du sable. Nous avons envisagé

pour notre cas que si le taux de G.C. dépassait cette marge, la résistance en compression aurait été plus faible que celle visée dans notre projet.

En se basant sur cette estimation, notre première démarche a consisté à substituer 40% du volume de sable par un même volume de granulats en caoutchouc. Pour estimer l'ouvrabilité de béton, l'essai d'affaissement a été mis en œuvre directement après le gâchage.

La composition N°1 est présentée dans le Tableau II-2.

Tableau II-2 : Composition N°1 du B40GC.

Eléments	Quantité (kg/m ³)
Ciment CEM I 52,5 R	322,5
Sable 0/4 mm roulé	523,5
Gravier 4/10 mm roulé	967,4
Granulat caoutchouc 0/4 mm	156,8
Sika ViscoCrete 3030	2,15
Eau totale	168,5
Sika Stabilizer 300 SCC	0,27

Les premières observations visuelles nous ont vite conduit à conclure à une sévère ségrégation de tous les granulats, y compris les granulats naturels. Conformément à ce que l'on pouvait redouter, l'essai d'affaissement s'est avéré impossible à réaliser car conduisant au cisaillement du béton lors de l'extraction du cône.

Malgré sa qualité, nous avons décidé de confectionner trois éprouvettes cylindriques de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm pour voir l'impact de la vibration sur la dispersion des G.C. dans le mélange.

Pour corriger les défauts observés, nous avons testé une deuxième composition (N°2) en augmentant le dosage en agent de viscosité qui passe de 0,27 kg/m³ à 0,51 kg/m³ une valeur correspondant à plus de la moitié de la plage préconisée par la fiche technique du produit [Sika 158-540, 05].

Une fois cette correction réalisée, l'aspect visuel de la gâchée après le malaxage était plus acceptable par rapport à celui constaté après le malaxage de la composition N°1. La mesure de l'affaissement au cône d'Abrams nous a conduit à une valeur de 18 cm ce qui dans la

norme [NFP 18-451] correspond à un béton fluide (classe S4). Avec cette gâchée nous avons aussi confectionné 3 éprouvettes cylindriques de dimensions identiques à celles mentionnées précédemment.

Nous avons augmenté le dosage en A.V à $0,78 \text{ kg/m}^3$ soit le maximum que le fournisseur recommande de ne pas dépasser (240 ml A.V. pour 100 kg ciment [Sika 158-540, 05]) pour la troisième composition N°3. Visuellement nous avons observé que le béton est mieux acceptable par rapport à celui N°2 bien qu'il y avait encore une petite ségrégation au fond du malaxeur. La mesure de l'affaissement de cette composition est de 17 cm et trois éprouvettes cylindriques ont été confectionnées.

Une quatrième et dernière tentative a été réalisée en augmentant encore une fois le dosage en A.V alors porté à $0,91 \text{ kg/m}^3$. Rappelons que ce dosage est supérieur à la limite recommandée. Cependant, nous l'avons accepté compte tenu de la nature particulière des granulats en caoutchouc. Vis-à-vis de la seule ségrégation, les observations visuelles nous ont permis de constater que ce dosage élevé en A.V. était le plus efficace. En revanche, s'agissant de l'ouvrabilité le compte n'y était pas. Le matériau n'étant pas suffisamment plastique, il nous a été pratiquement impossible de réaliser un essai d'affaissement au cône d'Abrams, exactement comme il en a été de la composition N°1. Accessoirement, on peut aussi noter que les essais d'affaissement que l'on a pu jusqu'alors réaliser (composition N°2 et N°3) ont aussi donné un résultat très éloigné de la valeur visée. Nous avons aussi confectionné 3 éprouvettes cylindriques de cette 4^e composition.

Dans ces conditions nous avons décidé de jouer sur le dosage en superplastifiant, quitte à diminuer la quantité d'eau, cela d'autant plus facilement qu'un léger lessivage avait été observé avec la gâchée N°4.

24 heures après le coulage, trois éprouvettes de toutes les compositions N°1, 2, 3 et 4 ont été sciées suivant un plan contenant la génératrice de chaque cylindre. Par observation visuelle, nous avons constaté que les G.C. étaient mieux dispersés dans les éprouvettes de la quatrième composition. La bonne dispersion des G.C. a encore confirmé l'homogénéisation significative observée au moment du malaxage de cette composition. En conséquence, nous avons décidé de choisir la composition N°4 pour arrêter la première étape du processus d'optimisation. Dans la deuxième étape, nous avons continué à optimiser le dosage en superplastifiant pour la quatrième composition obtenue.

II.1.2.2. Optimisation du dosage en superplastifiant pour la composition N°4

Comme précédemment décidé, nous avons procédé à une augmentation progressive du dosage en S.P. initialement égal à $2,15 \text{ kg/m}^3$. La quantité de S.P. est encore ici mélangée avec 80% d'eau. La quantité d'eau restante avec le volume de S.P. ajouté supplémentaire servant de variable d'ajustement, le critère étant d'atteindre l'affaissement visé, à savoir $10 \pm 2 \text{ cm}$. La quantité d'eau supplémentaire est quant elle arrêtée de façon subjective dans ce sens où elle est déterminée à partir de nos observations visuelles et de notre expérience encore naissante.

Dans cet esprit le dosage en S.P. a été porté à $2,34 \text{ kg/m}^3$ et le béton a présenté une apparence satisfaisante pour un dosage en eau totale de 149 kg/m^3 . L'affaissement mesuré fut alors de 5 cm encore inférieur à celui visé.

A partir de ce stade, plusieurs tentatives ont été réalisées, en avançant pas à pas jusqu'à la composition retenue et détaillé dans le Tableau II-3.

Tableau II-3 : Composition retenue.

Eléments	Quantité (kg/m^3)
Ciment CEM I 52,5 R	322,5
Sable 0/4 mm roulé	523,5
Gravillon 4/10 mm roulé	967,4
Granulat caoutchouc 0/4 mm	156,8
Sika ViscoCrete 3030	3,99
Eau totale	152,5
Sika Stabilizer 300 SCC	0,91

A côté de l'aspect visuel satisfaisant, notamment vis-à-vis de la dispersion apparente des granulats en particulier des G.C., le dosage en adjuvant (S.P. et A.V.) est tel que la valeur de l'affaissement était de 10 cm. Trois éprouvettes cylindriques de 118 mm de diamètre et de 236 mm de hauteur ont été alors confectionnées dans le but d'évaluer la résistance en compression et la comparer avec le minimum de notre cahier des charges.

II.1.2.3. La variable taux d'incorporation en granulats en caoutchouc

Compte tenu des éléments disponibles dans la littérature, notamment dans la thèse de Garros [Garros 07] vis-à-vis du minimum de résistance en compression, et compte tenu de ses effets préjudiciables par rapport à cette résistance, le taux d'incorporation en G.C. de 40% est choisi comme le maximum envisageable. Ayant réussi à formuler une composition incorporant ce taux et présentant des propriétés satisfaisantes à l'état frais, nous n'appréhensions pas le passage aux taux d'incorporation en G.C. plus faible. Dans ce sens, on aurait même pu envisager de réajuster les dosages en S.P. et en A.V., car les quantités des G.C. plus faibles pouvaient certainement nous assurer les propriétés recherchées à l'état frais. Il se trouve que nous n'avons pas de certitudes quant aux effets de l'A.V. utilisé sur les résistances mécaniques du béton. Dans ces conditions, pour éviter un couplage difficile à dénouer et faciliter l'interprétation de nos résultats, nous avons décidé de maintenir constant le dosage en A.V. dans toutes nos compositions. Seul le dosage en S.P. a été ajusté pour obtenir les compositions détaillées dans le Tableau II-4 et présentant un affaissement de 10 ± 2 cm. La Figure II-4 présente les facettes des éprouvettes (de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm) sciées suivant un plan contenant la génératrice de quatre compositions obtenues.

Tableau II-4 : Les compositions à différents dosages en G.C. étudiées.

Eléments	Quantité (kg/m ³)			
	B0GC	B20GC	B30GC	B40GC
Ciment CEM I 52,5 R	322,5			
Sable 0/4 mm roulé	872,5	698,0	610,7	523,5
Gravillon 4/10 mm roulé	967,4			
Granulat caoutchouc 0/4 mm	0,0	78,4	117,6	156,8
Sika ViscoCrete 3030	3,03	3,29	3,61	3,99
Eau totale	152,5			
Sika Stabilizer 300 SCC	0,91			

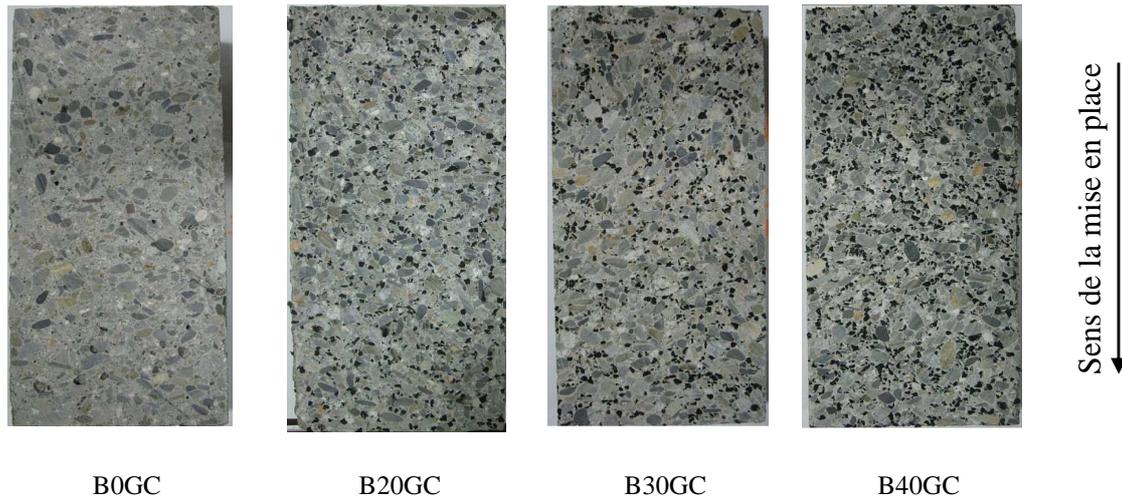


Figure II-4 : Illustration des éprouvettes (de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm) sciées des compositions à différents dosages en G.C. étudiées.

II.2. EFFET DE L'INCORPORATION DES G.C. A L'ETAT FRAIS

Pour étudier l'influence de l'incorporation des G.C. dans le béton cimentaire, nous avons commencé à procéder aux essais de base sur le matériau à l'état frais.

II.2.1. Affaissement

L'affaissement est un des critères que nous avons cherché à satisfaire dans notre processus d'optimisation. Comme nous l'avons indiqué en introduction nous avons visé un affaissement de 10 ± 2 cm pour toutes les compositions.

Cet essai a été réalisé conformément à la norme [EN 12350-2, 99]. Elle consiste à remplir le moule en forme de cône tronqué dit cône d'Abrams en trois couches, chacune correspondant approximativement, après serrage, au tiers de la hauteur du moule, chaque couche étant piquée 25 fois avec une tige métallique aux dimensions standard. Le retrait du cône ôte le confinement du matériau à l'état frais qui s'ovalise en même temps que sa hauteur diminue. Cet affaissement illustré à la Figure II-5 est utilisé pour quantifier l'ouvrabilité du composite cimentaire. Les valeurs obtenues pour les quatre compositions étudiées sont regroupées dans le Tableau II-5 et sont conformes à la marge de tolérance que nous nous sommes accordée.



Figure II-5 : Illustration de l'essai d'affaissement de cône d'Abrams.

Comme les études antérieures [Garros 07], [Güneyisi 04] et [Khaloo 08] l'ont déjà montré, les G.C. sont préjudiciables vis-à-vis de la maniabilité. Le Tableau II-4 ci-dessus le confirme car pour atteindre l'affaissement requis, nous avons dû augmenter le dosage en S.P. à chaque fois que nous avons augmenté le taux d'incorporation en G.C.

Tableau II-5 : Synthèse des valeurs d'affaissement des composites étudiées.

No	Béton	Affaissement (cm)
1	B0GC	12,0
2	B20GC	8,0
3	B30GC	8,0
4	B40GC	10,0

Les facteurs qui affectent la rhéologie du béton à l'état frais sont multiples. Toutes choses égales par ailleurs, nous avons essayé de trouver les éléments pouvant justifier la chute de l'abaissement avec l'adjonction de G.C.

Un des facteurs majeurs a été rapporté par Garros [Garros 07] citant les travaux de Koelher et Quiroga [Koehler 04] qui ont montré que la forme et la texture des granulats affectent fortement la maniabilité et la rhéologie des bétons. Ces chercheurs ont confirmé que la déviation de la forme sphérique entraîne une augmentation de la viscosité, et que dans le cas de BAP, des granulats sphériques ayant une texture non rugueuse nécessitent moins de ciment et d'eau pour obtenir un même étalement que toute autre forme de particules. Dans le béton, les particules non sphériques et rugueuses vont demander un volume de pâte plus important pour pouvoir pivoter librement et éviter les frottements inter-granulats.

Dans notre étude des granulats en caoutchouc issus par broyage, moins sphériques et plus rugueux, remplacent du sable roulé, plus sphériques et moins rugueux entraînant par le mécanisme précédent une perte importante de la maniabilité.

Un deuxième élément à signaler est le squelette granulaire en particulier la répartition granulométrique. En effet il est bien connu que le béton peut être plus visqueux et plus sensible à la ségrégation si certaines fractions de granulométrie de l'ensemble des constituants sont supprimées. Or les courbes granulométriques de la Figure II-1 montrent que les G.C., en comparaison du sable, ont une teneur en fine moins importante. Il est donc légitime de penser que ce déficit en fines se conjugue avec la nature particulière des G.C. pour diminuer la rhéologie des matériaux considérés.

II.2.2. Teneur en air

On a choisi la méthode de la compressibilité pour déterminer la teneur en air grâce à sa fiabilité et sa précision. Cet essai est réalisé en suivant la norme [NF EN 12350-7, 01]. Cette méthode consiste à égaliser un volume d'air connu, à une pression connue dans une enceinte hermétique avec le volume d'air inconnu de l'échantillon de béton. Le cadran du manomètre est étalonné en pourcentage d'air – teneur en air du béton frais correspondant à la pression résultante.

La Figure II-6 présente l'évolution de la teneur en air en fonction du taux d'incorporation des G.C. pour les différentes compositions. On peut constater que la teneur en air augmente avec l'incorporation des G.C. A titre d'exemple, au taux de substitution maximal de 40% du volume de la phase sable correspond à une augmentation de 60% de la teneur en air occlus par rapport au béton de référence.

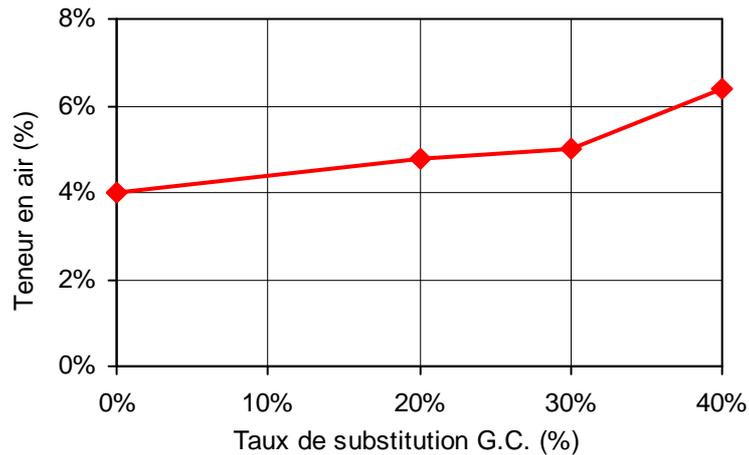


Figure II-6 : Influence du dosage en G.C. sur la teneur en air occlus.

Cette tendance à l'augmentation de la teneur en air en présence de G.C. a déjà été évoquée dans ce chapitre et plusieurs hypothèses peuvent être avancées comme explications.

Tout d'abord, la granulométrie ouverte avec un déficit de certaines dimensions des G.C. est une cause potentielle de la hausse de la teneur en air occlus. La nature hydrophobe du caoutchouc est aussi à prendre en considération. En effet Naik et Siddique [Naik 02] rapportent des travaux qui montrent que durant le malaxage que les G.C. ont une capacité à piéger de l'air dans la rugosité de leur surface augmentant ainsi significativement le volume d'air dans le béton.

Enfin et nous y reviendrons le moment venu, l'accroissement de la teneur en air occlus dans le béton à l'état frais est pratiquement synonyme d'une augmentation de la porosité du même béton à l'état durci, en défaveur de la résistance mécanique et, en général, de la durabilité du composite.

II.2.3. Masse volumique

Pour mesurer la masse volumique à l'état frais, un récipient d'une contenance de 8 litres est rempli entièrement de béton puis est pesé au gramme près. Comme les lois des mélanges peuvent le prédire, un des facteurs qui affecte la masse volumique d'un composite est la nature des composants. Dans le cas présent, un sable naturel de densité de 2,67 est remplacé à volume identique par des G.C. de densité plus faible (1,2). Comme illustré par la Figure II-7

la masse volumique des bétons frais diminue naturellement avec l'augmentation du taux de substitution en granulat en caoutchouc.

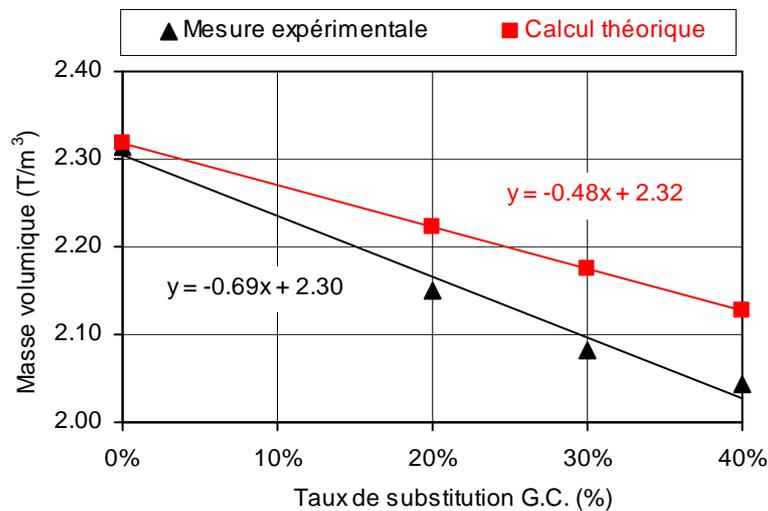


Figure II-7 : Masse volumique des bétons frais de la mesure expérimentale et du calcul théorique en fonction du taux de substitution en G.C.

La Figure II-7 montre que dans les limites du taux maximum de substitution étudié de 40% du volume absolu de la fraction de sable remplacé par des G.C., la variation de la masse volumique en fonction du taux de substitution en G.C. peut être décrite par une fonction linéaire décroissante de pente -0,69. En tenant compte de la seule différence de densité d'un côté du sable et de l'autre du caoutchouc, ce coefficient serait de -0,48 pour un calcul théorique. Cette différence s'explique par une augmentation de la teneur en air occlus avec le taux de substitution en G.C.

II.3. RESISTANCE EN COMPRESSION A L'ETAT DURCI

Comme nous avons eu l'occasion de le signaler, dans l'application cible, en plus d'un affaissement de 10 ± 2 cm, une résistance en compression plancher à l'âge 28 jours de 17,0 MPa est aussi un critère d'optimisation de nos composites.

➤ Dispositif expérimental et éprouvettes étudiés

Nous avons utilisé des éprouvettes cylindriques de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm qui ont été démoulées après 24 heures et puis conservées jusqu'à 27 jours dans une salle à

20°C et à 100% d'humidité relative. Afin d'éviter les irrégularités des G.C. sur les bases d'éprouvette rectifiée, les éprouvettes sont surfacées à l'aide d'un enduit au soufre (un mélange fondu de fleur de soufre et de sable siliceux fin). La Figure II-8 illustre une éprouvette après le surfacage par enduit au soufre.

La résistance en compression a été évaluée conformément à la norme [NF NE 12390-3, 03] qui préconise des essais asservis en force, à une vitesse de 0,5 MPa par seconde. La presse utilisée est d'une capacité de 3.000 kN, à pilotage automatique.



Figure II-8 : Surfaçage d'une éprouvette par l'enduit au soufre.

➤ Résultats

Les résultats moyens obtenus à partir de trois essais sont répertoriés dans le Tableau II-6. Ils montrent que la composition incorporant le taux le plus élevé en G.C. (40% G.C.) satisfait le critère de 17,0 MPa et que l'on ne peut donc que s'attendre à des performances plus importantes pour les autres compositions. C'est ce que nous avons validé et confirmé quantitativement dans le même tableau. L'effet de la présence des G.C. sur la résistance en compression sera étudié dans le chapitre suivant.

Tableau II-6 : Les résistances en compression à l'âge 28 jours des composites retenues.

Béton	B0GC	B20GC	B30GC	B40GC
Résistance en compression (MPa)	63,7	39,5	26,3	17,9
Dispersion (%)	0,9	7,7	1,8	7,3

II.4. CONCLUSION

Malgré la mise à profit des avancées acquises lors d'un travail antérieur portant sur l'optimisation d'un béton auto-plaçant incorporant des G.C., la formulation d'un béton vibré incorporant des G.C. objet de cette thèse requiert des dispositions encore particulières. C'est pas à pas que nous avons pu résoudre les problèmes inhérents à la présence de G.C. dans le matériau cimentaire frais compacté par vibration.

Pour contrecarrer la ségrégation des G.C. nous avons fait appel à un agent de viscosité, le Sika Stabilizer 300 SCC.

Pour maintenir une maniabilité de 10 ± 2 cm, requise pour des applications ultérieures envisagées nous avons utilisé un superplastifiant, le Sika ViscoCrete 3030 dont nous avons ajusté le dosage en fonction du taux de substitution en G.C. Les formules retenues incorporant différents taux de substitution en G.C. ont été retenues après une longue campagne d'élaboration.

Dans ce chapitre et par la même occasion, l'effet de l'incorporation des G.C. à l'état frais a été aussi évalué. La présence des granulats spéciaux en caoutchouc a diminué la maniabilité du béton. Il s'agit d'une conséquence de la géométrie peu sphérique des G.C. issus du broyage de pneus usagés ainsi que de leur surface très rugueuse conduisant à des mélanges beaucoup plus visqueux.

Il apparaît aussi que le volume d'air occlus augmente avec l'accroissement du taux d'incorporation en G.C. Cette tendance est en grande partie attribuée à la nature hydrophobe du caoutchouc qui fait qu'il emprisonne de l'air pendant la phase de malaxage. Ce supplément d'air occlus vient aussi au dépens de la résistance mécanique des composites à l'état durci. Cependant nous avons limité le maximum du taux d'incorporation des G.C. pour nous assurer de la résistance en compression minimum requise dans l'application envisagée.

Enfin, il n'est pas superflu de signaler une masse volumique naturellement plus faible des composites incorporant des G.C. et ceci compte tenu de la densité du caoutchouc inférieure à celle du matériau naturel qu'il remplace et de l'augmentation de la teneur en air occlus qui en résulte.



Chapitre III :

EFFETS DES GRANULATS EN CAOUTCHOUC
SUR DES PROPRIETES PHYSICO-
MECANIQUES DU BETON

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons étudier l'effet de l'adjonction de granulats en caoutchouc sur des propriétés du BIGC telles que les propriétés mécaniques : la réponse instantanée sous sollicitations mécaniques, les variations dimensionnelles de retrait et la sensibilité à la fissuration. Dans la mesure du possible l'influence de ces granulats sur quelques propriétés physiques sera aussi abordée.

Tout d'abord, nous caractériserons ces composites en compression. L'examen des résultats nous permettra de préciser l'impact du dosage des G.C. sur la résistance ainsi que sur le module d'élasticité en compression. Pour le comportement en traction, le programme sera complété par des essais de traction indirecte par fendage et par flexion. Les essais de flexion quatre-points ont été réalisés notamment pour évaluer la capacité de déformation maximale avant la localisation de la macrofissure ainsi que la résistance résiduelle post-fissuration.

Compte tenu de l'application de prédilection envisagée pour ce composite et des conditions auxquelles il peut être exposé, nous avons jugé nécessaire de vérifier l'incidence de températures élevées sur quelques propriétés mécaniques du composite (résistance en compression, module d'élasticité et résistance en traction par fendage).

Une partie conséquente de ce chapitre a aussi été dédiée à l'incidence des granulats en caoutchouc sur les variations dimensionnelles de retrait du béton. En particulier des résultats d'essais de retrait empêché seront exploités pour quantifier la sensibilité de ces composites à la fissuration due au retrait. Enfin en s'appuyant sur l'indice de fragilité, sur une variable d'endommagement ainsi que sur les émissions acoustiques qui accompagnent les microruptures au sein du béton, nous essayerons d'analyser finement l'influence des granulats en caoutchouc sur la cinétique de la fissuration.

Nous terminerons ce chapitre par quelques données expérimentales sur les propriétés acoustiques et thermiques des BIGC.

III.2. LES PROPRIETES MECANIQUES

III.2.1. Evolution de la résistance en compression

III.2.1.1. Résultats et discussions

La composition des éprouvettes, le procédé de confection, le mode de conservation ainsi que les dispositions expérimentales pour déterminer la résistance en compression ont été présentés au chapitre 2. La Figure III-1 illustre l'influence des G.C. sur la résistance en compression (f_c) à 28 jours. Chaque valeur est une moyenne des résultats obtenus sur trois essais.

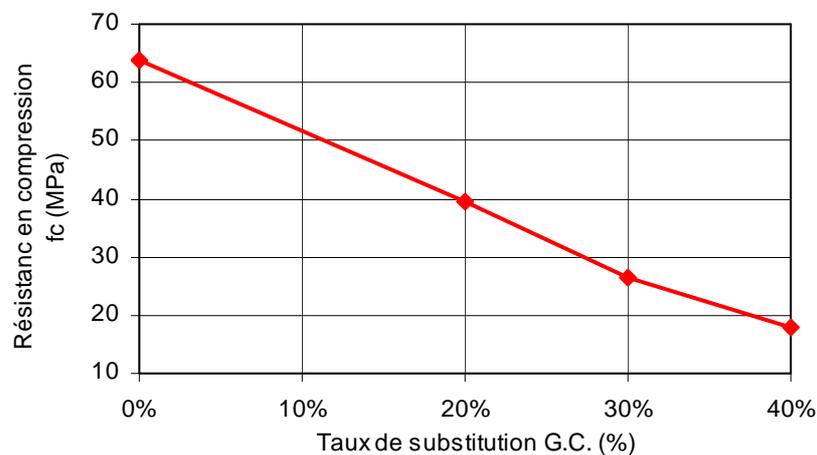


Figure III-1 : Effet des G.C. sur la résistance en compression à 28 jours.

Les résultats indiquent clairement que l'incorporation de G.C. est très préjudiciable vis à vis de la résistance en compression. A titre d'exemple, un taux de substitution en G.C. de 40% entraîne une chute de résistance de 72%, cette chute est de l'ordre de 38% pour un taux de 20% en G.C par rapport au béton de référence.

Pour expliquer la chute de résistance en compression, l'argument couramment avancé notamment par Li et al. [Li 98] est la rigidité beaucoup plus faible du caoutchouc par rapport à celle des granulats naturels.

La deuxième raison est inhérente aux défauts d'adhérence entre le caoutchouc et la matrice cimentaire ou à la mauvaise qualité de la zone de transition entre ces deux phases. Cet

argument a été aussi avancé par Garros [Garros 07] qui montre que la zone de transition entre la matrice et le granulat en caoutchouc est peu compacte et présente une porosité importante. D'ailleurs, Lutz et al. [Lutz 97] attribuent à cette zone un module d'élasticité beaucoup plus faible, 40% inférieur à celui de matrice cimentaire. Par conséquent, ces défauts d'adhérence constituent des points faibles d'où les fissures sous sollicitation mécanique pourront être initiées.

Enfin, la dernière raison et non des moindres est liée à la porosité du béton incorporant des granulats en caoutchouc qui est réputée plus élevée que celle du béton de référence [Bonnet 04, Garros 07]. D'autres auteurs comme Khatib [Khatib 99] ou Eldin et Senouci [Eldin 93] ont franchi le pas en considérant tout simplement les granulats en caoutchouc comme de simples trous. Si cette hypothèse est difficile à défendre, des observations au vidéo-microscope montrent un défaut d'adhérence manifeste et une auréole de transition plus étendue entre la matrice cimentaire et les grains de caoutchouc. La photographie de la Figure III-2 montre cet état qui contribue sans doute aussi à l'augmentation de la porosité globale du composite et à la chute de la résistance en compression.



Figure III-2 : Défaut d'adhérence entre le caoutchouc et la matrice cimentaire vu au vidéo-microscope, (grossissement x100).

III.2.1.2. Développement de la résistance en compression en fonction du temps

Nous avons évalué l'influence de la présence des G.C. sur le développement de la résistance en compression du béton en complétant les données par les résultats d'essais de compression simple à l'âge de 3, 7 et 14 jours. Ils sont illustrés par la Figure III-3 et le Tableau III-1. Ils montrent que si cette cinétique du développement de la résistance en compression est affectée

par la présence de G.C. la différenciation se produit essentiellement durant les premiers jours : en effet l'on peut constater que la différence de résistance en compression entre le béton de référence et le BIGC reste pratiquement constante à partir de 7 jours.

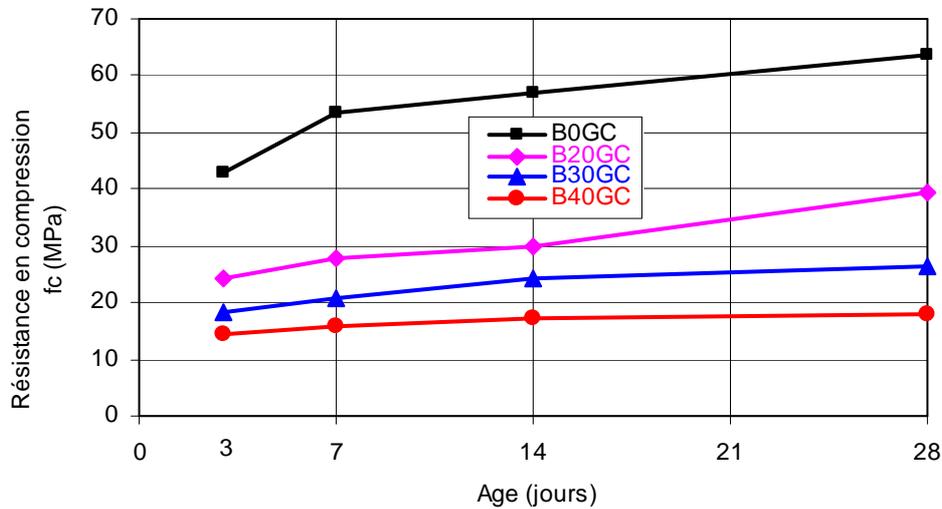


Figure III-3 : Effet des G.C. sur le développement de la résistance en compression.

Tableau III-1 : Influence du dosage en G.C. sur le développement de la résistance en compression, D (%) est la dispersion des mesures.

Age (jour)	Résistance en compression (MPa)							
	B0GC	D (%)	B20GC	D (%)	B30GC	D (%)	B40GC	D (%)
3	43,1	9,1	24,4	2,2	18,5	4,3	14,5	3,3
7	53,5	2,4	27,8	2,1	20,7	2,8	15,8	1,4
14	57,1	1,9	29,9	1,2	24,3	2,8	17,2	3,4
28	63,7	0,9	39,4	7,7	26,3	1,8	17,9	7,3

III.2.2. Module d'élasticité en compression

III.2.2.1. Dispositif expérimental

Le module d'élasticité a été déterminé à l'âge de 28 jours à l'aide de la cage extensométrique illustrée sur la Figure III-4 où les éprouvettes sont similaires avec celles utilisées pour la

résistance en compression. Les avantages d'un tel outil ont été décrits par Boulay et Colson [Boulay 81]. Dans cet objectif nous avons suivi les recommandations de la Rilem [Rilem CPC8, 72] qui préconisent de réaliser cinq cycles de charge et décharge, d'une amplitude égale à 30% de la charge de rupture (Figure III-5). Le module d'élasticité est alors calculé sur la dernière montée en charge (5^{ième} cycle) d'après la formule suivante :

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n}} \quad (\text{GPa})$$

Où : σ_a : 30% de la résistance moyenne, σ_b : contrainte de base, (GPa) ;

$\varepsilon_{a,n}$ et $\varepsilon_{b,n}$: déformation mesurée pour les contraintes σ_a et σ_b pour le cycle n (n=5).

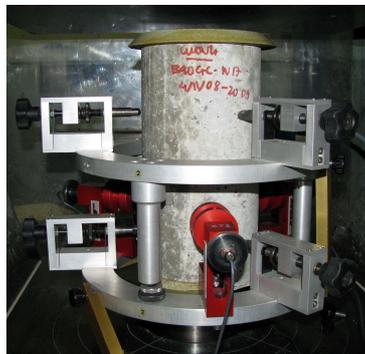


Figure III-4 : Cage extensométrique utilisée pour la détermination du module d'élasticité.

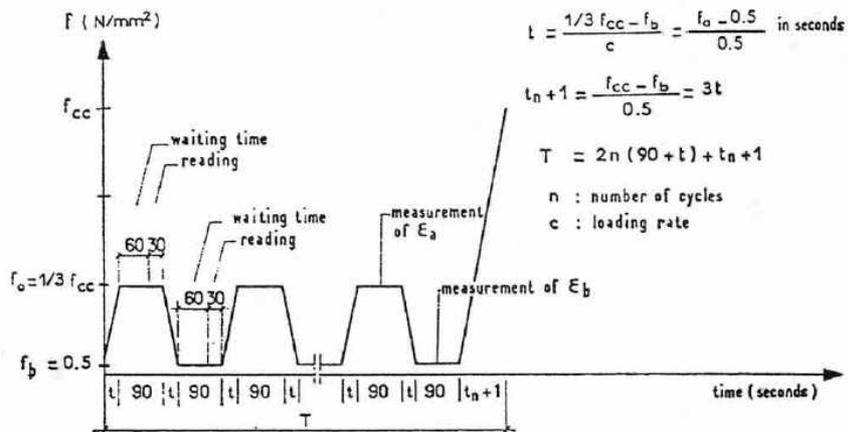


Figure III-5 : Recommandations RILEM pour la détermination du module d'élasticité, [Rilem CPC8, 72].

III.2.2.2. Résultats et discussions

Le module d'élasticité des différentes compositions est donné dans le Tableau III-2. Son évolution en fonction du taux d'incorporation des G.C. est illustrée à la Figure III-6. Chaque valeur correspond à une moyenne obtenue à partir de trois essais.

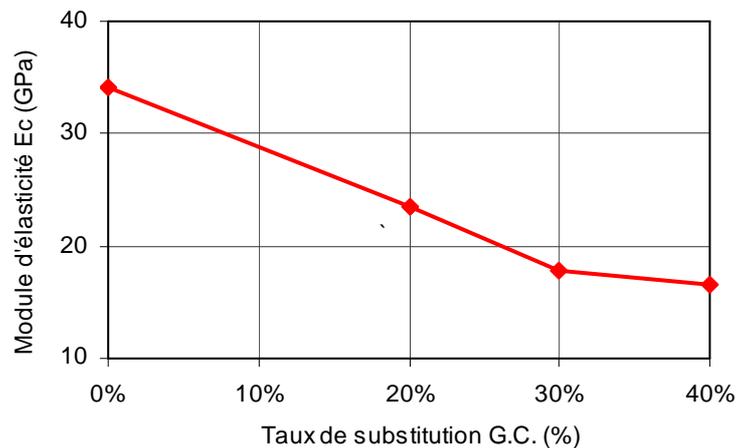


Figure III-6 : Influence du dosage en G.C. sur le module d'élasticité à 28 jours.

Tableau III-2 : Module d'élasticité à 28 jours en fonction du dosage en G.C.

Béton	B0GC	B20GC	B30GC	B40GC
Module d'élasticité (GPa)	34,1	23,5	17,8	16,7
Dispersion (%)	2,4	5,6	4,7	3,1

On peut constater que l'adjonction de G.C. induit une chute significative du module d'environ 51% pour un taux de substitution en G.C. de 40% et de l'ordre de 31% pour un taux de 20% par rapport à celui du béton de référence. Malgré l'importance de cette baisse, toute proportion gardée, elle est un peu limitée si on se réfère à celle qui est constatée sur la résistance à la compression précédemment présentée.

Les travaux assez anciens de Hobbs [Hobbs 71] permettent de justifier cette tendance par la faible rigidité des G.C. En effet, d'après cet auteur, le module d'élasticité d'un béton dépend du module d'élasticité des granulats et de leur fraction volumique au sein du matériau. Par ailleurs, compte tenu de relations empiriques liant module d'élasticité et résistance à la

compression, toutes les hypothèses émises pour justifier la chute de cette résistance sont aussi à verser sur le compte du module d'élasticité.

III.2.3. Evolution de la résistance en traction

La résistance à la compression est une caractéristique mécanique de base d'un béton. Il s'agit d'un élément indispensable de sa carte d'identité. En général, il n'en est pas autant de sa résistance à la traction qui est souvent estimée à partir de la résistance en compression. Néanmoins on gardera en mémoire que dans des cas bien précis d'applications comme celles envisagées pour le composite cimentaire incorporant des G.C., la résistance à la traction devient aussi un élément important du dimensionnement qu'il convient de déterminer avec un grand soin.

III.2.3.1. Dispositif expérimental

Les mêmes éprouvettes (118 mm de diamètre pour 236 mm de hauteur) que celles utilisées pour la résistance en compression et le module d'élasticité ont été utilisées dans un essai de traction par fendage. Un système d'appuis dédié et illustré sur la photographie de la Figure III-7 intercalé entre les plateaux d'une presse permet de mener l'essai conformément à la norme [NF EN 12390-6, 01] et ceci à la vitesse de chargement de 0,05 MPa par seconde.



Figure III-7 : Eprouvette cylindrique reposant sur le support dédié après l'essai de traction indirecte par fendage.

La résistance en traction par fendage f_{ct} est alors calculée à partir de la relation suivante:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi Ld} \quad (\text{MPa})$$

Où : F : est la charge maximale, en newtons ;

L : est la longueur de la ligne de contact de l'éprouvette, en millimètre ;

d : est le diamètre de l'éprouvette, en millimètre.

III.2.3.2. Résultats et discussions

Les résultats obtenus illustrés sur la Figure III-8 et répertoriés dans le Tableau III-3 montrent que la résistance en traction diminue avec le volume des G.C., une tendance logiquement attendue compte tenu des résultats précédemment présentés sur la résistance en compression. Quantitativement, on peut noter que par rapport au béton de référence, un taux de substitution en G.C. de 40% entraîne une chute de 53% de résistance à la traction. Cette chute est de l'ordre de 27% pour un taux de 20%.

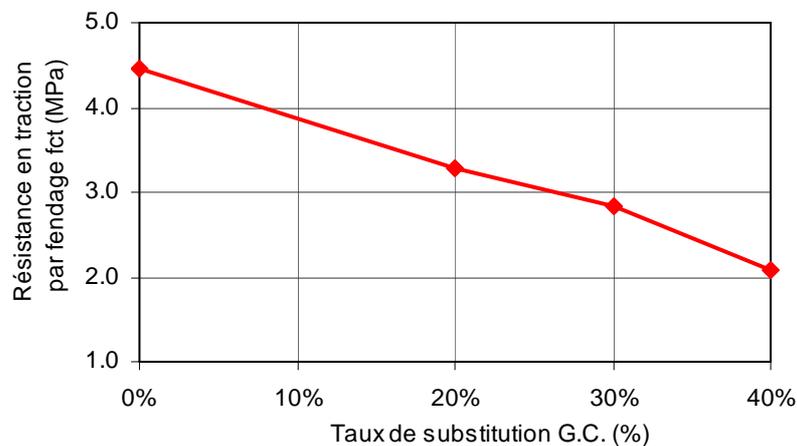


Figure III-8 : Influence du dosage en G.C. sur la f_{ct} à l'âge 28 jours.

Tableau III-3 : Les résistances en traction par fendage à l'âge 28 jours des composites retenues.

Béton	B0GC	B20GC	B30GC	B40GC
Résistance en traction par fendage (MPa)	4,5	3,3	2,8	2,1
Dispersion	8,3%	8,1%	5,3%	7,8%

Les mêmes causes produisant les mêmes effets, les explications avancées pour justifier la chute de la résistance à la compression peuvent être reprises ici où, s'agissant de la traction, l'impact d'un défaut est plus visible. Garros [Garros 07] a proposé que la faiblesse de la zone de l'interface G.C.-matrice cimentaire (qui est estimée visuellement par l'observation des faciès de rupture des éprouvettes) est en grande partie responsable de la mauvaise résistance en traction du béton incorporant des granulats en caoutchouc.

III.2.4. Comportement en flexion quatre - points

Les essais de traction par flexion sont généralement préférés aux essais de traction simple car ils sont plus aisés à réaliser avec un protocole expérimental plus souple. Par ailleurs, compte tenu du gradient de déformation le contrôle de la rupture est plus facile à réaliser. Dans cet essai, l'influence de la présence de granulats en caoutchouc sera recherchée dans la capacité maximale de déformation avant localisation de la microfissuration dénommée "capacité de déformation" et dans la capacité portante résiduelle post-fissuration.

Dans ce même but, nous avons confronté cette approche mécanique à l'approche énergétique en déterminant pour chaque composite un indice de fragilité BI (Brittleness Index). Enfin, la propagation d'une fissure dans le composite sera finement analysée par le biais d'une variable d'endommagement et par la technique d'émission acoustique.

III.2.4.1. Dispositif expérimental

Les essais sont pratiqués sur des éprouvettes prismatiques de dimension 100x100x500 mm. Elles sont démoulées à 24 heures après la mise en place puis conservées dans une chambre à 20°C et à 100% d'humidité relative durant 27 jours.

Les essais de flexion sont réalisés suivant la norme [NF EN 12930-5, 01] grâce à une presse de 50 kN. Le dispositif expérimental est brièvement décrit par la Figure III-9 et la Figure III-10. Sous son poids propre, une barre de référence reposant sur deux supports fixés à mi-hauteur de l'éprouvette, au droit de chaque appui et sur laquelle est monté un capteur de déplacement (LVDT) de course maximale 2 mm permet de mesurer la flèche vraie de l'éprouvette. L'essai est asservi à cette flèche, à la vitesse de déplacement imposée de 0,05 mm/min. Afin d'accélérer l'essai cette vitesse est portée à 0,5 mm/min une fois le pic de charge passé. Les résultats bruts de l'essai, la force et la flèche, sont enregistrés par un système d'acquisition de données à raison d'un point par 0,1 seconde.

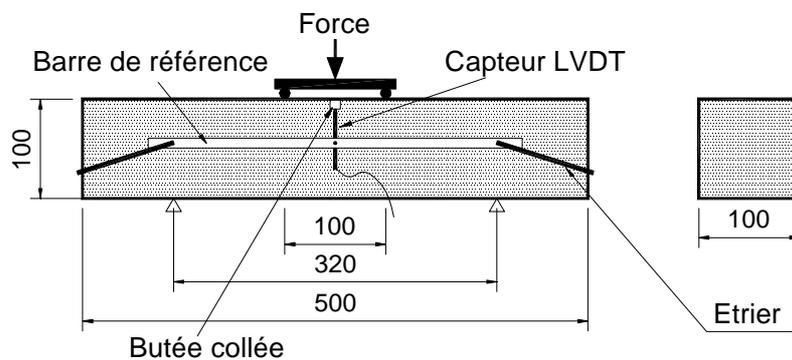


Figure III-9 : Dispositif expérimental de l'essai de flexion quatre-points, dimension en millimètre.

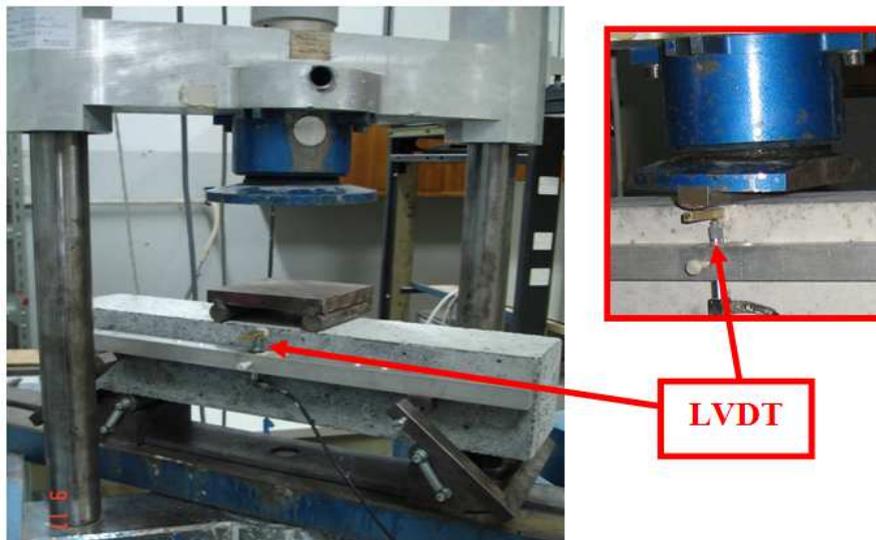


Figure III-10 : Essai de flexion quatre – points : dispositif expérimental.

La courbe “Force - Flèche” de la Figure III-11 est un modèle de courbe issue de ce genre d'essais. Elle permet d'évaluer la capacité portante (F_{\max}) ainsi que la flèche maximale ($\delta_{F_{\max}}$)

associée à la charge maximale. Cette flèche maximale a été définie par Turatsinze et al [Turatsinze 05] comme étant un indicateur privilégié de la capacité de déformation du matériau. En effet en se basant sur leurs travaux antérieurs, Turatsinze et Basoul [Turatsinze 96] font remarquer que si le matériau est bien endommagé avant le pic de charge, la macrofissuration n'est pas localisée tant que l'on n'a pas basculé dans le domaine post fissuration. Nous avons aussi relevé la pente initiale K de la courbe à 50% de F_{\max} , elle traduit la rigidité du matériau.

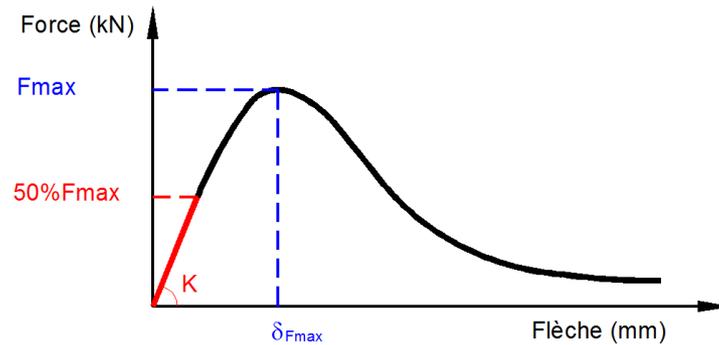
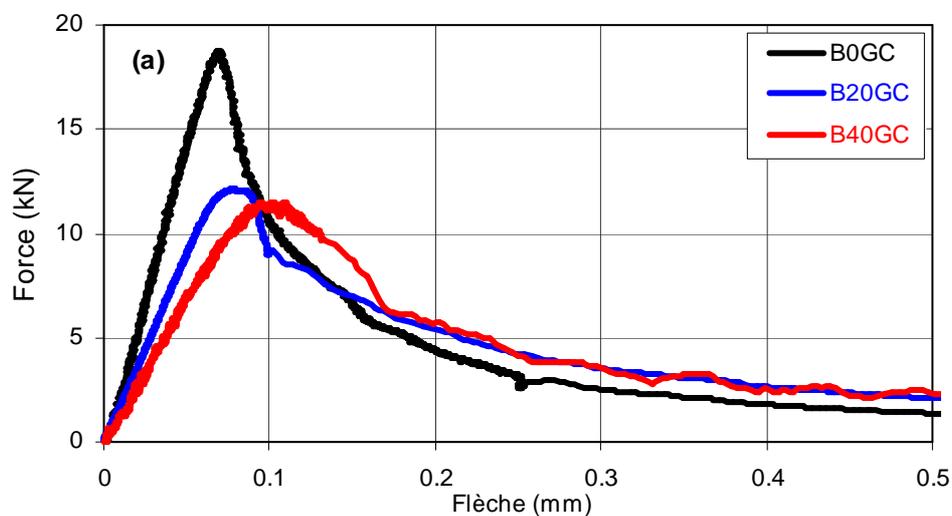


Figure III-11 : Paramètres caractéristiques mesurés lors d'un essai de flexion quatre-points.

III.2.4.2. Résultats et discussions

Pour chaque composition, trois éprouvettes ont été testées. Les courbes représentatives de chaque composition sont présentées sur les Figure III-12(a) avec plus de détails de la zone du pic de charge sur la Figure III-12(b) où le cadre a été limité à une flèche de 0,2 mm. Les valeurs moyennes de F_{\max} et de $\delta_{F_{\max}}$ sont regroupées dans le Tableau III-4.



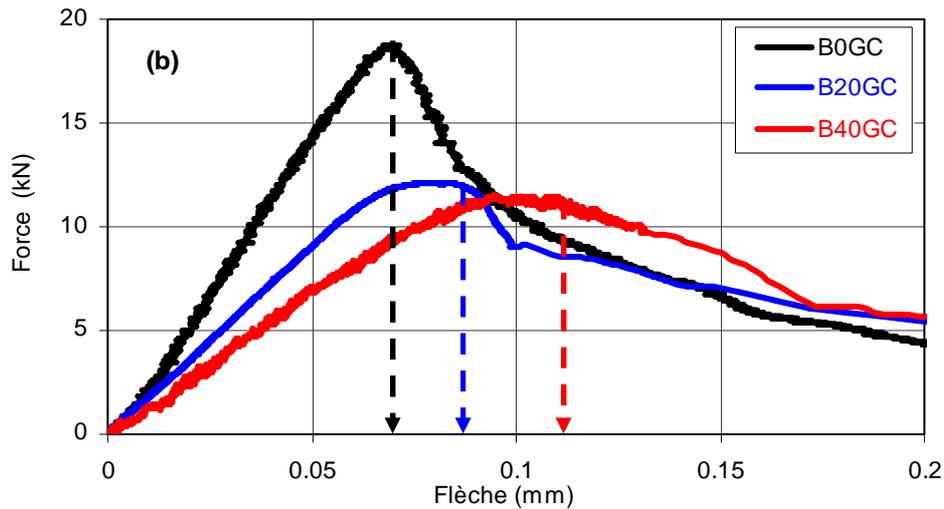


Figure III-12: Courbes "Force-Flèche", influence du taux de substitution en G.C.

 Tableau III-4 : Influence du dosage des G.C. sur la F_{\max} et la $\delta_{F_{\max}}$ en flexion quatre-points.

Béton	Capacité portante F_{\max} (kN)			Capacité de déformation maximale $\delta_{F_{\max}}$ (mm)		
	B0GC	B20GC	B40GC	B0GC	B20GC	B40GC
Valeur maximale moyenne	18,7	12,6	11,9	0,07	0,08	0,11
Dispersion (%)	1,8	9,6	3,7	8,4	10,6	10,3

III.2.4.2.1. Capacité portante

Les résultats présentés à la Figure III-13 et dans le Tableau III-4 montrent que l'incorporation des G.C. a un effet défavorable vis-à-vis de la capacité portante, ce qui est parfaitement en accord avec la chute des résistances à la traction et à la compression précédemment identifiées et mises en balance dans un essai de traction par flexion.

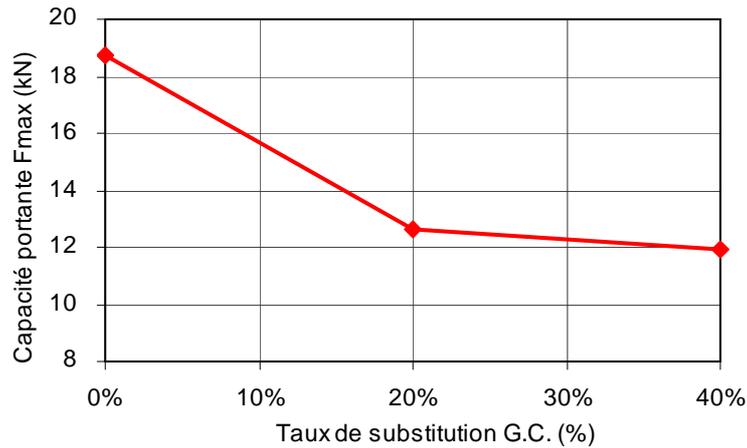


Figure III-13 : Influence du dosage en G.C. sur la capacité portante F_{max} en flexion quatre-points.

En se basant sur notre définition de la rigidité (Figure III-11) le Tableau III-5 présente les valeurs obtenues. Nous retrouvons une chute significative de la rigidité avec la substitution par les G.C. Pour le cas du béton de référence, la rigidité est 2 fois plus importante que celle du béton de 40% G.C., les proportions que l'on peut retrouver en comparant les modules d'élasticité. C'est cette dernière qui explique la baisse de cette rigidité du BIGC.

Tableau III-5 : Influence du dosage en G.C. sur la rigidité des bétons étudiés.

	B0GC	B20GC	B40GC
Rigidité (kN/mm)	281	182	139
Dispersion (%)	2,1	8,5	3,5

III.2.4.2.2. Capacité de déformation maximale avant localisation de la macrofissure

Les résultats concernant ce paramètre ont été présentés dans le Tableau III-4. Sa variation avec le taux d'incorporation de G.C. est illustrée par la Figure III-14. Pour mieux rendre compte des effets de ces G.C. sur la capacité de déformation et pour mettre en lumière cette propriété cachée par la capacité portante plus élevée du béton de référence, il est pertinent de représenter l'évolution de la force "normée" F/F_{max} en fonction de la flèche. Le résultat est à la Figure III-15 où on peut porter une attention particulière dans la zone du pic de charge ($F/F_{max}=1$).

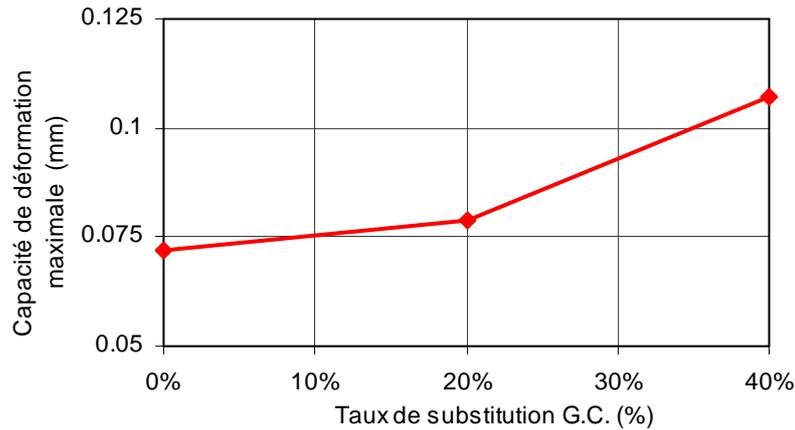


Figure III-14 : Evolution de la capacité de déformation maximale en fonction du taux de substitution en G.C.

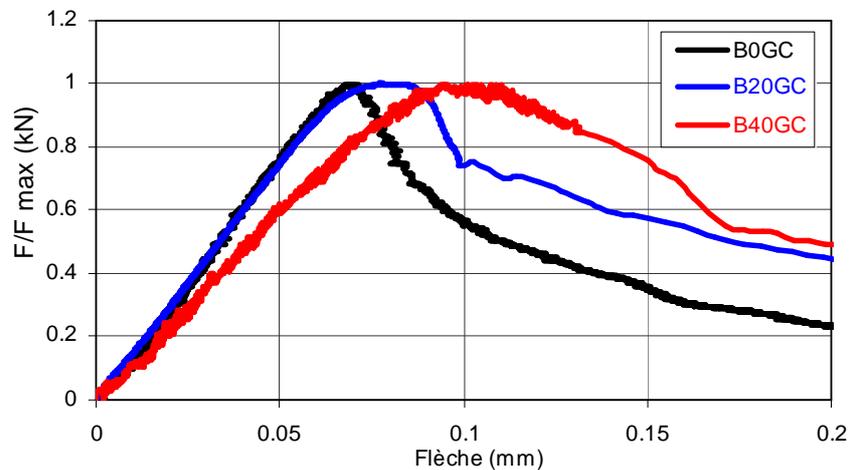


Figure III-15 : Courbes force "normée" F/F_{\max} en fonction de la flèche, influence du taux de substitution en G.C.

Ces résultats montrent sans équivoque que la capacité de déformation maximale avant localisation de la macrofissure est améliorée par l'incorporation de G.C. Par ailleurs, alors que pour le béton de référence la courbe force-flèche présente un pic, ce dernier est difficile à identifier dans le cas des BIGC qui présentent un plateau plus ou moins large avant de basculer dans le domaine post fissuration.

Pour expliquer cette augmentation de la capacité de déformation avant localisation de la macrofissure en fonction du volume de G.C., on peut qualitativement décomposer les courbes "Force-Flèche" comme illustré sur la Figure III-16.

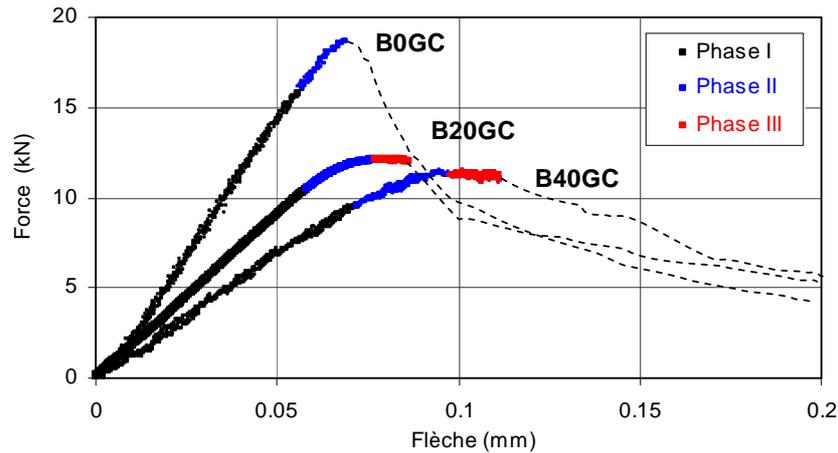


Figure III-16 : Différentes phases de la courbe "Force-Flèche".

Dans le cas du béton de référence on peut distinguer une branche quasi linéaire (phase I) suivie d'une branche non linéaire (phase II) juste avant le pic de charge. Dans le cas des BIGC, la phase III intermédiaire sous forme de plateau peut être identifiée avant de passer dans le domaine post fissuration. L'étendue de la phase non linéaire et du plateau qui le prolonge contribuent à améliorer la capacité de déformation. Dans notre hypothèse de travail, nous considérons qu'à chaque fois qu'une microfissure débouche sur un granulat en caoutchouc, il en résulte une relaxation des contraintes perturbant ainsi la propagation. L'allure des courbes précédentes et l'interprétation de leurs différentes phases sont en accord avec cette hypothèse de départ.

Cette hypothèse est proche de celle discutée dans la partie dédiée à la résistance en compression et qui assimile le G.C. à un vide. Dans ce cas, on reconnaît la plus simple méthode pour arrêter une fissure dans les métaux qui consiste à percer un trou à la pointe ou en aval de la fissure si sa trajectoire est prévisible. Cette méthode largement documentée ([Domazet 96], [Lacarac 00], [Ghfiri 00], [Shkarayev 03] et [Caron 04]) est notamment utilisée pour améliorer la résistance à la fatigue des structures métalliques. La propagation de la fissure est alors stoppée par l'assouplissement de l'acuité du fond de fissure, la relaxation des contraintes qui en résulte et par conséquent la localisation de la macrofissuration est retardée.

Une deuxième hypothèse sous-jacente de la précédente est liée à la capacité des BIGC à absorber de l'énergie. Bonnet [Bonnet 04] a calculé l'énergie pour provoquer une flèche égale

à la capacité maximale de déformation. Elle a observé que cette énergie augmente significativement en fonction du dosage en G.C.

Pour quantifier les observations qualitatives présentées ci-dessus nous avons étendu l'Indice de Non Linéarité (INL) proposé par Khaloo et al. [Khaloo 08] aux BIGC. Cet indice est déterminé comme indiqué à la Figure III-17(a). Appliqué aux composites étudiés, les résultats présentés à la Figure III-17(b) montrent que l'INL augmente avec le volume de G.C. A titre d'exemple, la valeur d'INI du B40GC est de 38% supérieure à celle du béton de référence.

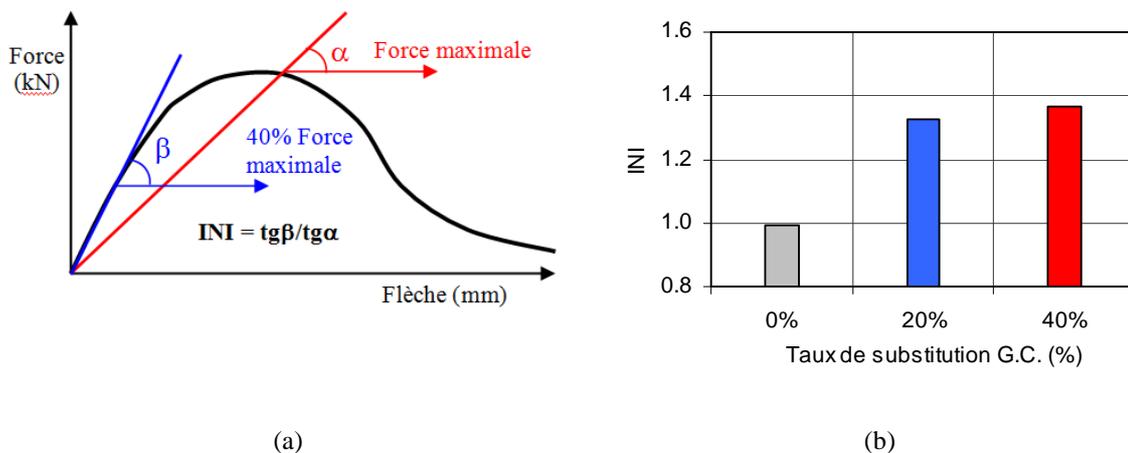


Figure III-17 : Définition (a) et influence de l'incorporation de G.C. sur l'INL (b).

De notre point de vue, cette deuxième approche est plus pertinente pour quantifier l'influence des G.C. sur la cinétique de la fissuration du béton et sur la capacité de déformation maximale avant localisation de la macrofissure.

III.2.4.2.3. Capacité portante résiduelle post-fissuration

Bien que les BIGC présentent une capacité portante (F_{max}) qui diminue avec le taux d'incorporation de G.C., les courbes de la Figure III-12 montrent que la résistance résiduelle post-fissuration n'est pas affectée et que pour des flèches importantes, elle est meilleure en présence des G.C. Pour en donner une idée plus exacte, pour chaque composition nous avons calculé la chute relative de la résistance résiduelle (ramenée à la capacité portante maximale). Le résultat est illustré à la Figure III-18 qui montre la meilleure performance des BIGC. Ce résultat peut être interprété comme une conséquence de la nature plus tortueuse du faciès de rupture en présence de G.C. qui fait perdurer la friction entre les deux lèvres de la fissure.

Dans une moindre mesure, les granulats en caoutchouc, par leur faible module, maintiennent aussi plus longtemps une faible liaison mécanique entre les deux faciès de la rupture (material bridging).

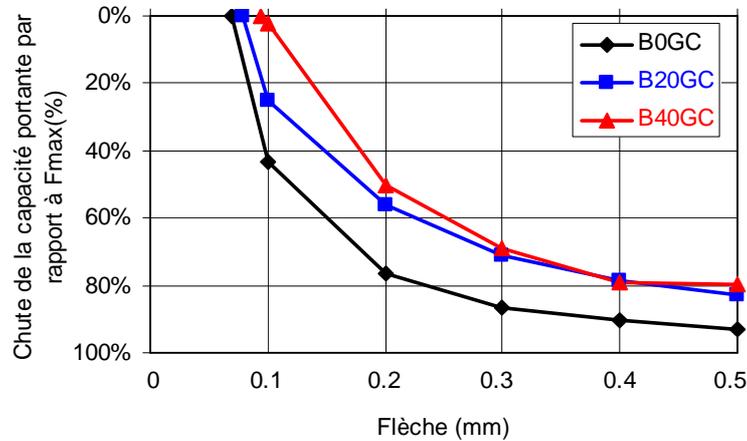


Figure III-18 : Chute relative de la capacité portante résiduelle post-fissuration.

III.3. LES EFFETS COMBINES DES G.C. ET DE LA TEMPERATURE

Lorsque l'on se réfère à l'application de prédilection de ce matériau et des conditions climatiques auxquelles les chaussées peuvent être soumises, l'on est obligé de se demander s'il n'est pas utopique d'étudier les propriétés des BIGC dans l'ambiance plus ou moins contrôlée de laboratoire. Dans cette logique, nous n'avons pas abordé toutes les facettes du problème, nous avons simplement cherché à mettre en évidence les effets d'une température élevée sur un matériau contenant "deux" phases dont les propriétés sont si différentes : le béton et le caoutchouc. Nous avons donc choisi deux niveaux de température plus élevés que celle de l'ambiance de laboratoire : soit 40°C et 70°C. Cette dernière (70°C) permet de simuler les températures réelles dans les couches de roulement exposées au rayonnement solaire lors des étés dans les zones tropicales telles le Vietnam [Duong 08].

Ce volet a été limité à la résistance en compression, en traction par fendage et au module d'élasticité en compression à l'âge de 28 jours.

III.3.1. Dispositif expérimental

Après une cure de 27 jours dans la salle humide, les éprouvettes cylindriques sont rectifiées à l'enduit au soufre, puis placées durant 24 heures dans une étuve à 40°C pour les unes et à 70°C pour les autres.

Par ailleurs, il est nécessaire de garder à l'esprit que nous n'avons pas la possibilité de réaliser nos essais dans l'étuve et qu'un certain temps s'écoule entre la sortie de l'éprouvette de l'étuve et la réalisation proprement dite de l'essai mécanique.

Nous avons procédé à un test pour vérifier la température réelle au sein de l'éprouvette et sa variation durant les 50 minutes suivant sa sortie de l'étuve. Ce laps de temps est nécessaire pour suivre le protocole nécessaire à la détermination du module d'élasticité. Dans ce but, 4 thermocouples (T1, T2, T3 et T4) ont été placés au sein de l'éprouvette au moment du coulage des éprouvettes cylindriques. Pour permettre le passage des fils, des moules en carton ont été utilisés. Pour les détails, notamment la dimension des éprouvettes, on peut se reporter à la Figure III-19. Après les 27 jours de cure et les 24 heures de séjour dans l'étuve, les éprouvettes ont été placées dans l'ambiance du laboratoire. Les résultats du suivi de température sont présentés sur la Figure III-20.



Schéma des thermocouples (cm)

Moule carton 11x22 cm

Eprouvette avec thermocouples

Figure III-19 : Disposition pour suivre la variation de la température au sein de l'éprouvette à la sortie de l'étuve.

Ces résultats montrent que si la température au sein de l'éprouvette diminue de façon quasi linéaire en fonction du temps, elle reste pratiquement uniforme dans l'épaisseur du matériau (la couche comprise entre un rayon de 3,7 cm et la peau de l'éprouvette n'a pas été testée). On

peut donc opter comme température la moyenne représentée à la Figure III-20(d). Par ailleurs, ces mêmes résultats montrent que dans la limite des taux utilisés, la présence de G.C. n'a pas d'incidence significative sur les échanges de chaleur entre l'éprouvette et le milieu ambiant. Enfin, sachant que les essais pour déterminer les résistances à la compression et à la traction ont nécessité une courte durée (de 5 à 10 minutes au maximum après la sortie des éprouvettes de l'étuve), on peut retenir en première approximation comme température de l'éprouvette la température d'étuvage. S'agissant du module d'élasticité, la température retenue sera de 30°C et 50°C pour des températures d'étuvages de 40°C et 70°C respectivement.

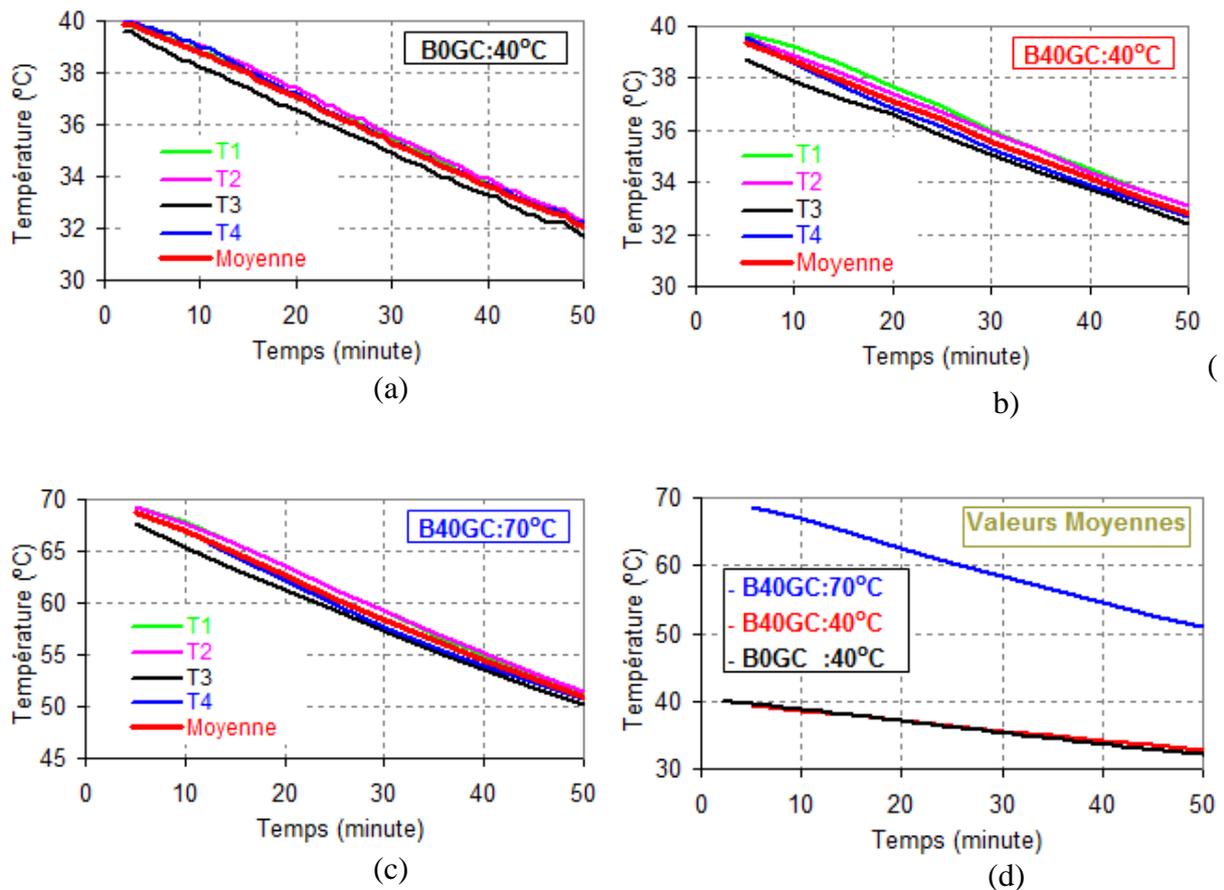


Figure III-20 : Variation de la température au sein de l'éprouvette durant les 50 minutes suivant la sortie de l'étuve.

III.3.2. Résultats et discussions

Moyennant les observations précédentes, les résistances en compression et en traction par fendage ainsi que le module d'élasticité des trois compositions testées en fonction de la température d'étuvage sont représentées sur les Figure III-21, Figure III-22, Figure III-23 et

dans le Tableau III-6 où la valeur considérée à “20°C” est celle obtenue sans étuvage. Chaque valeur est une moyenne des résultats obtenus sur trois essais.

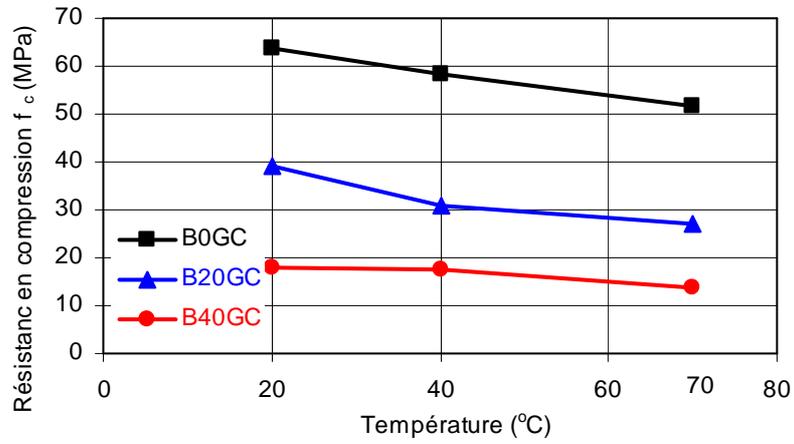


Figure III-21 : Effet de la température sur la résistance en compression.

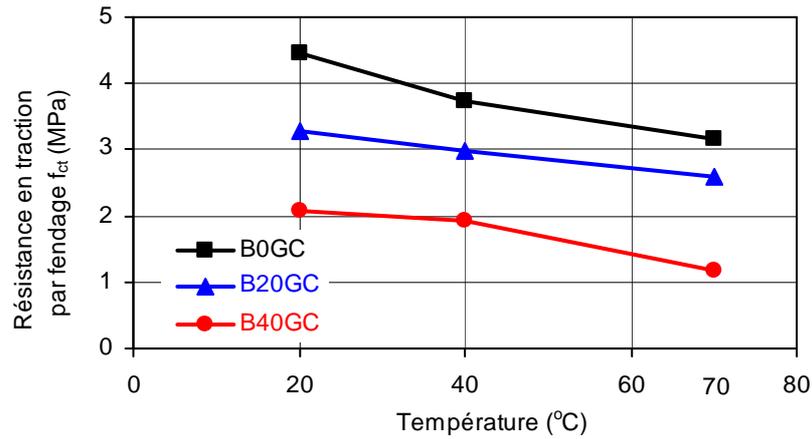


Figure III-22 : Effets de la température sur la résistance en traction.

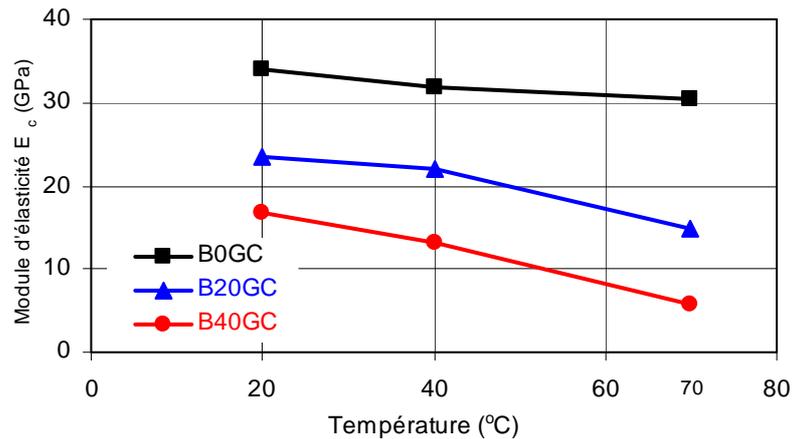


Figure III-23 : Effets de la température sur le module d'élasticité.

 Tableau III-6 : Effets combinés des G.C. et de la température sur la f_c , f_{ct} et E_c . D% est la dispersion des résultats.

Paramètre	Béton	Température d'essai					
		20°C		40°C		70°C	
		Valeur	D(%)	Valeur	D(%)	Valeur	D(%)
Résistance en compression, (MPa)	B0GC	63,7	0,9	58,4	0,3	51,6	1,7
	B20GC	39,4	7,7	30,8	0,5	27,0	0,2
	B40GC	17,9	7,3	17,6	6,4	13,9	8,5
Résistance en traction, (MPa)	B0GC	4,5	9,3	3,7	2,2	3,2	1,4
	B20GC	3,3	9,1	3,0	4,1	2,6	2,9
	B40GC	2,1	7,8	1,9	10,9	1,2	9,0
Module d'élasticité, (Gpa)	B0GC	34,1	2,4	31,8	1,5	30,4	0,6
	B20GC	23,5	5,6	22,1	8,3	15,0	2,2
	B40GC	16,6	3,1	13,1	11,4	5,7	2,4

Comme le montre les courbes de la Figure III-21, la résistance en compression des trois bétons diminue avec l'augmentation de température. L'amplitude de la baisse de la résistance en compression de tous ces bétons est relativement identique.

Dans le cas de la résistance en traction par fendage, les courbes de la Figure III-22 montrent un comportement similaire à celui de la résistance en compression : les résistances en traction des trois composites diminuent lorsque la température d'étuvage augmente.

Il en est de même du module d'élasticité (Figure III-23). Cependant, de 20°C à 70°C la chute du module d'élasticité des BIGC est plus marquée par rapport à celle du béton de référence. En l'occurrence cette baisse est de 11% (pour le B0GC) et de 66% (pour le B40GC) respectivement.

Alors qu'il est couramment admis que des températures d'exposition inférieures à 50°C n'ont pas d'effet significatif sur les propriétés mécaniques [Mathias 05], nos résultats montrent une baisse des résistances en compression, en traction et du module d'élasticité, ce même à 40°C, indépendamment de la présence de G.C. Pour expliquer cette chute de résistance, on peut s'appuyer sur les travaux de Gaweska Hager [Gaweska Hager 04] qui a conclu que dans la bande des 20-80°C les seules transformations possibles sont à mettre sur le compte du départ d'eau libre. Il s'agit d'un mécanisme qui ne peut qu'amplifier les variations dimensionnelles de retrait et provoquer une fissuration prématurée. Comme l'illustrent les photographies de la Figure III-24, des observations au vidéo-microscope ont permis de valider cette hypothèse pour les éprouvettes étuvées à 70°C. Elles mettent en évidence un réseau de fissures pour le B0GC (a) ainsi que pour le B40GC (b) où l'ouverture des fissures du cas B40GC est beaucoup plus importante que celle du B0GC. Une coupe dans l'éprouvette montre que cette densité de fissures et leur ouverture diminuent avec la profondeur dans le matériau. La photographie de la Figure III-24 (c) montre les traces des fissures pour le BI40GC à une profondeur de 20 mm à partir de la surface.

Cependant nous sommes obligés de constater que l'utilisation des mêmes moyens d'observation ne nous a pas permis de mettre en évidence la fissuration des éprouvettes étuvées à 40°C. Dans ces conditions, on est en droit de penser que les contraintes induites par le retrait de dessiccation ne suffisent pas pour amorcer la fissuration mais qu'elles soumettent l'éprouvette à une précontrainte sur laquelle vient se superposer le chargement extérieur. S'agissant de l'effet de la présence des G.C. sur les variations dimensionnelles de retrait et sur la sensibilité à la fissuration de retrait, il sera discuté en détail dans la section suivante.



A la surface du BOGC à 70°C,
largeur de fissure: $\sim 10\mu\text{m}$
(grossissement x175)

(a)

A la surface du B40GC à 70°C,
largeur de fissure: $\sim 60 - 80\mu\text{m}$,
(grossissement x100)

(b)

A l'intérieur (à 20 mm à partir
de la surface) du B40GC à
70°C, largeur d'une fissure:
 $37\mu\text{m}$, (grossissement x50)

(c)

Figure III-24 : Fissuration à la surface et à 20 mm à l'intérieur des éprouvettes après étuvage à 70°C.

Dans le même sens, on peut aussi citer les récents travaux de Yang et Liang [Yang 09] qui ont conclu qu'à la température de 95°C, la différence de coefficient de dilatation de la matrice d'un côté et de l'autre côté celui des granulats induit l'apparition de cavités à l'interface de ces deux phases. Dans nos essais, nous n'avons pas atteint cette température mais on peut facilement admettre qu'un tel désaccord dimensionnel ne peut être que progressif et que s'agissant de G.C., son occurrence est fort probable à une température inférieure à 95°C. Cette hypothèse peut expliquer la chute plus importante du module d'élasticité du BIGC à 70°C. On notera aussi que ce résultat n'est pas en accord avec l'idée couramment admise et selon laquelle, des éprouvettes minutieusement séchées y compris par le biais d'une étuve voient leur résistance en compression augmenter de 10% environ [Neville 00]. Comme explication, il est avancé le fait que le mouillage provoque la dilatation du gel de ciment par l'eau adsorbée ce qui diminue les forces de cohésion des éléments solides. Manifestement, cette conclusion présente des limites, notamment et logiquement lorsque ce séchage est susceptible de provoquer la fissuration du béton.

III.4. EFFET DE L'INCORPORATION DES G.C. SUR LA VARIATION DIMENSIONNELLE DE RETRAIT LIBRE DU BIGC

Il est bien connu que les variations dimensionnelles de retrait dépendent des conditions de cure, de la nature et du dosage des différents constituants ([Hobbs 71] et [Neville 00]). Cependant, dans ce dernier cas, on pense généralement au type de ciment, à son dosage ou au rapport eau/ciment. Il se trouve que, logiquement, la nature des granulats et en particulier leur rigidité influence les variations dimensionnelles de retrait.

Dans cette section, nous nous proposons d'évaluer l'incidence des G.C. sur la cinétique du retrait total de trois bétons : B0GC, B20GC et B40GC.

III.4.1. Dispositif expérimental

Pour chaque formulation testée, nous avons mesuré les variations dimensionnelles de trois éprouvettes prismatiques de dimension 70x70x280 mm pour l'évaluation du retrait total. Les éprouvettes sont démoulées 24 heures après le coulage. Les éprouvettes sont conservées sans aucune protection, les échanges hydriques avec le milieu ambiant sont autorisés.

Toutes ces éprouvettes sont conservées dans une ambiance contrôlée : dans une salle climatisée maintenue à $20 \pm 1^\circ\text{C}$ et à $50\% \pm 5\%$ d'humidité relative, comme le montre la Figure III-25. Les variations de longueur des éprouvettes sont mesurées à l'aide d'un rétractomètre équipé d'un comparateur digital suivant l'axe de l'éprouvette entre deux plots métalliques partiellement noyés dans la masse et débouchant sur chaque base. Le dispositif de mesure du retrait est illustré à la Figure III-26.



Figure III-25 : Conservation des éprouvettes pour essais de retrait (salle $20 \pm 1^\circ\text{C}$ et $50 \pm 5\%$ HR).

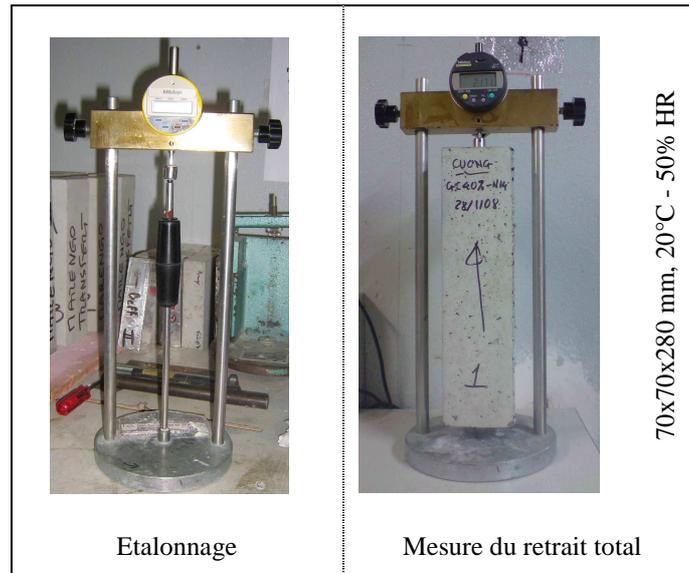


Figure III-26 : Dispositif expérimental de mesure du retrait.

La chronologie du suivi des variations dimensionnelles de retrait est la suivante :

- + les mesures du retrait débutent dès le démoulage des éprouvettes. Durant le premier jour, une mesure toutes les heures est effectuée ;
- + les deux jours suivants, les mesures sont réalisées toutes les deux ou trois heures;
- + deux ou trois mesures par jour sont réalisées durant les quatre jours suivants ;
- + à partir du 7^e au 28^e jour, une mesure par jour est effectuée ;
- + à partir du 29^e au 100^e jour, au moins une mesure par 30 jours
- + à partir du 101^e jour jusqu'à la fin de l'essai, les mesures sont plus espacées dans le temps, mais une mesure au moins est réalisée par 200 jours.

Ces mesures au rétractomètre sont accompagnées du suivi de l'évolution de la masse de chaque éprouvette dans le temps. Les pesées ont alors été réalisées à l'aide d'une balance pourvue d'une précision de 1 gramme.

III.4.2. Retrait total

Les courbes de la Figure III-27 permettent de mettre en lumière l'influence du dosage en G.C. sur le retrait total du béton incorporant des G.C. L'augmentation du retrait total est d'autant plus importante que le taux de substitution en G.C. est élevé. Quant aux résultats du suivi de masse, ils sont illustrés par les courbes des Figure III-28 et Figure III-29. En particulier cette dernière figure montre qu'à même perte de masse le retrait des composites incorporant des G.C. est plus élevé.

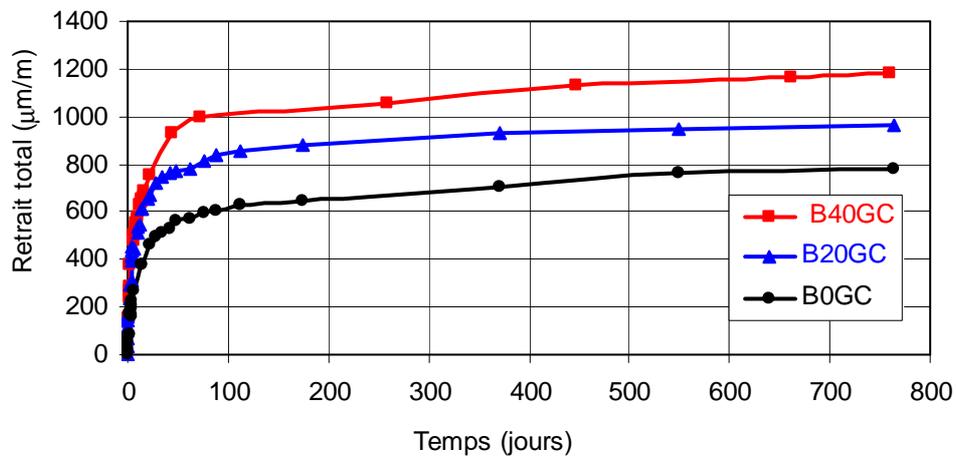


Figure III-27: Effet des G.C. sur le retrait total.

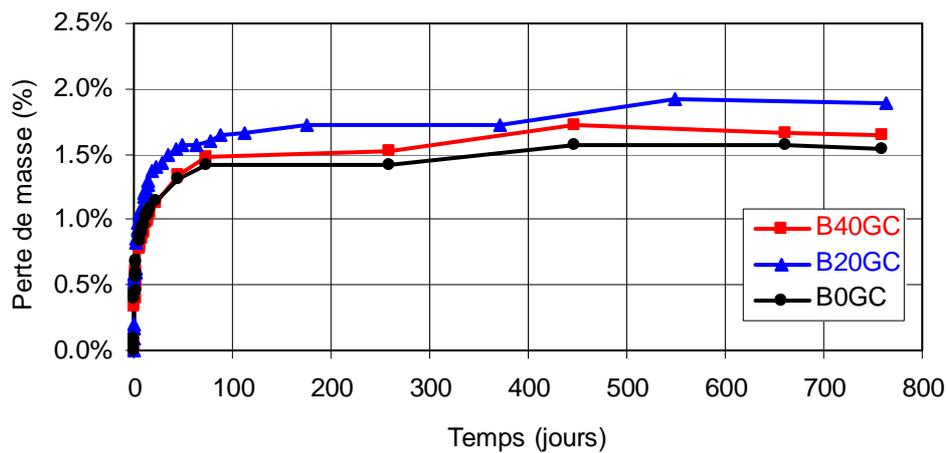


Figure III-28 : Evolution de la perte de masse.

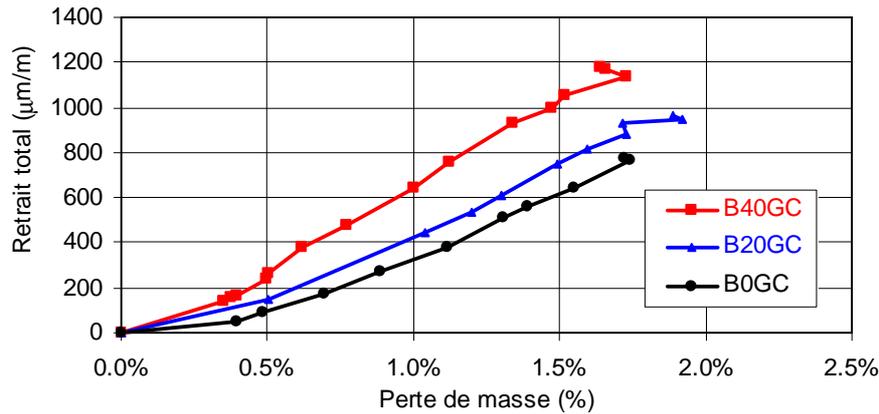


Figure III-29 : Retrait total en fonction de la perte de masse.

Si l'on ne peut pas remettre en cause l'incidence de la perte d'eau sur le retrait on est aussi obligé de constater que la présence de G.C. contribue à le gouverner. Cette influence peut être expliquée par les conclusions très anciennes de Reichard [Reichard 64] qui a démontré la corrélation entre le retrait de séchage et le module d'élasticité du béton, qui dépend lui-même de la rigidité du granulat employé. En effet, au cours du retrait, la matrice cimentaire étant mise en traction, les granulats confectionnés s'opposent à la déformation de retrait en fonction de leur module de déformation en compression. La faible rigidité du G.C. est certainement un facteur important qui influe sur les variations dimensionnelles de retrait du BIGC.

La Figure III-30 confirme cette corrélation entre le module d'élasticité en compression à 28 jours et la variation dimensionnelle de retrait total après 760 jours des trois compositions étudiées : plus le module d'élasticité des composites est faible, plus le retrait est important.

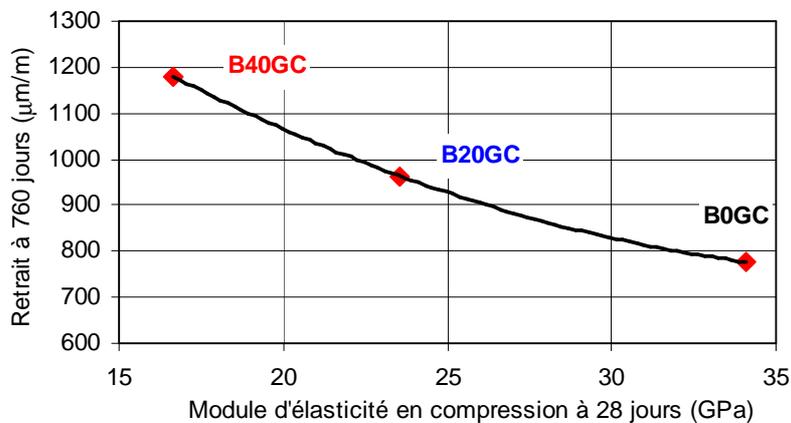


Figure III-30 : Corrélation entre retrait total à 760 jours et module d'élasticité en compression à 28 jours.

Dans le même sens, on peut rappeler les travaux de Troxell et al. [Troxell 58] qui comme illustré à la Figure III-31 ont montré que la variation dimensionnelle de retrait d'un béton dépend considérablement de la nature des granulats. Le retrait du béton diminue avec l'augmentation de la rigidité des granulats utilisés. C'est ainsi que Neville [Neville 00] a conclu que l'utilisation des granulats légers provoque généralement un retrait plus important, surtout lorsqu'ils ont un module d'élasticité plus faible et qu'ils offrent donc moins d'opposition au retrait de la matrice cimentaire.

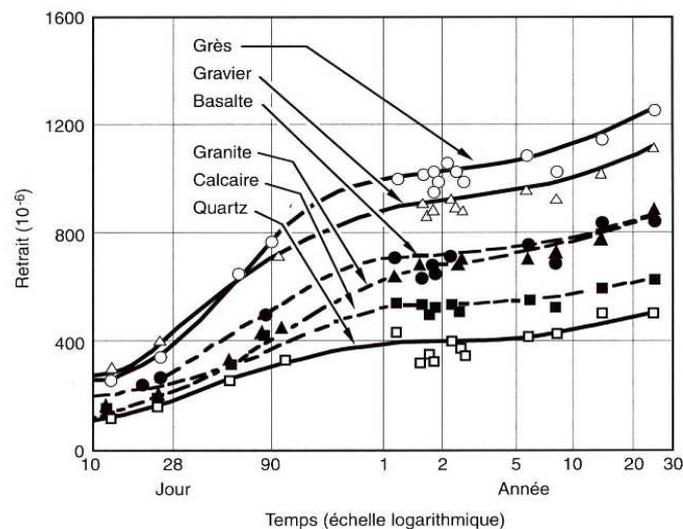


Figure III-31 : Retrait de différents bétons de même formulation confectionnés avec différents granulats conservés dans une ambiance de 21°C et 50% HR, [Troxell 58].

III.5. EFFET DE L'INCORPORATION DES G.C. SUR LA SENSIBILITE A LA FISSURATION

Dans cette partie, nous présentons l'évaluation de l'indice de fragilité, les résultats de l'essai de retrait empêché, l'analyse par le biais d'une variable d'endommagement ainsi que par l'émission acoustique pour rendre compte de l'effet de l'incorporation des G.C. sur la sensibilité à la fissuration du BIGC.

III.5.1. Indice de fragilité (Brittleness Index - BI)

A ce stade, pour mettre en lumière les effets des G.C. sur la sensibilité à la fissuration des bétons, nous nous sommes appuyés sur la notion de capacité de déformation ainsi que sur la capacité d'absorption d'énergie de béton avec la présence des granulats en caoutchouc. Nous

proposons ici d'étendre les investigations sur un autre indicateur : l'indice de fragilité (Brittleness Index - BI).

En s'appuyant sur les travaux de Zhang et al. [Zhang 02], les paramètres et le calcul de l'indice de fragilité sont définis à partir de la courbe "Force-Flèche" (Figure III-32) où :

- + La capacité de portance maximale : F_{\max} ;
- + La déformation élastique : $\Delta_e = \Delta_{\max} - \Delta_p$ qui correspond à la différence entre la déformation au pic de charge et la déformation plastique ;
- + L'énergie élastique : $A_e = A_a - A_p$, où A_p est l'énergie plastique du matériau, A_a est l'énergie totale correspondant à l'aire sous la partie ascendante de la courbe ;
- + L'énergie totale : $A_t = A_a + A_d$, où A_d est l'énergie correspondant à l'aire sous la partie descendante de la courbe.

L'indice de fragilité BI est obtenu par la relation suivante :

$$BI = \frac{\text{Energie élastique}}{\text{Energie totale}} = \frac{A_e}{A_t} = \frac{A_e}{A_a + A_d}$$

Grâce à la formule ci-dessus, on appelle un matériau élasto-plastique parfait s'il possède un indice de fragilité qui tend vers zéro, tandis qu'un matériau élastique fragile s'il présente une valeur asymptotique à 1.

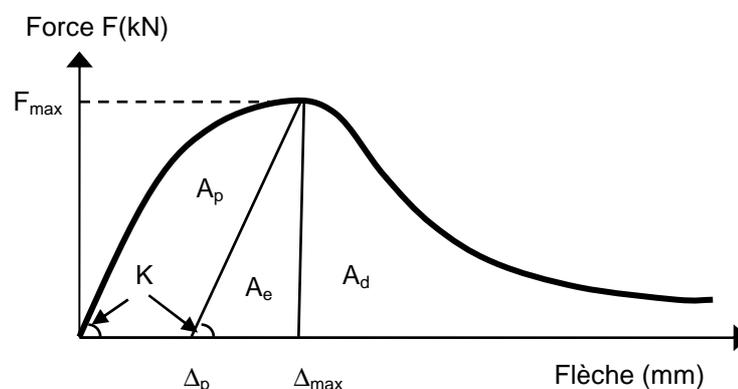


Figure III-32 : Répartition de l'énergie de fissuration pour le calcul de l'indice de fragilité.

III.5.1.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental de l'essai trois-points et la géométrie des éprouvettes sont semblables à ceux utilisés pour réaliser les essais de flexion quatre-points décrits dans la section III.2.4. Ce dispositif est illustré sur les Figure III-33 et Figure III-34 ci-dessous. La confection et la conservation des éprouvettes demeurent aussi inchangées. L'âge des éprouvettes au moment des essais est de 76 jours. On notera que, préalablement à l'essai, une entaille de 19 mm de profondeur et de 4,5 mm de largeur a été réalisée à l'aide d'une scie en partie médiane dans la face tendue de l'éprouvette. Le but de cette entaille est de représenter une fissure préexistante et de localiser la propagation. Ce dernier rôle est le seul à faire valoir ici, de nombreux auteurs ayant démontré le peu de similitude entre une entaille et une fissure.

L'essai est aussi asservi à la flèche et nous avons retenu une vitesse de déplacement imposée identique à celle des essais réalisés par Zhang et al. [Zhang 02] : 0,075 mm/min.

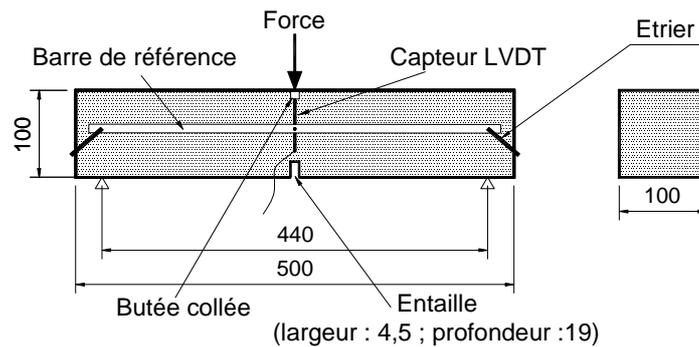


Figure III-33 : Dispositif expérimental de l'essai de flexion trois-points, dimension en millimètre.



Figure III-34: Photographie d'une éprouvette dans la configuration de la Figure III-33.

III.5.1.2. Résultats et discussions

La Figure III-35 illustre les courbes représentatives du comportement des trois compositions en flexion trois-points. Le détail de la zone du pic de charge, jusqu'à une flèche de 0,2 mm est présenté à la Figure III-35(b).

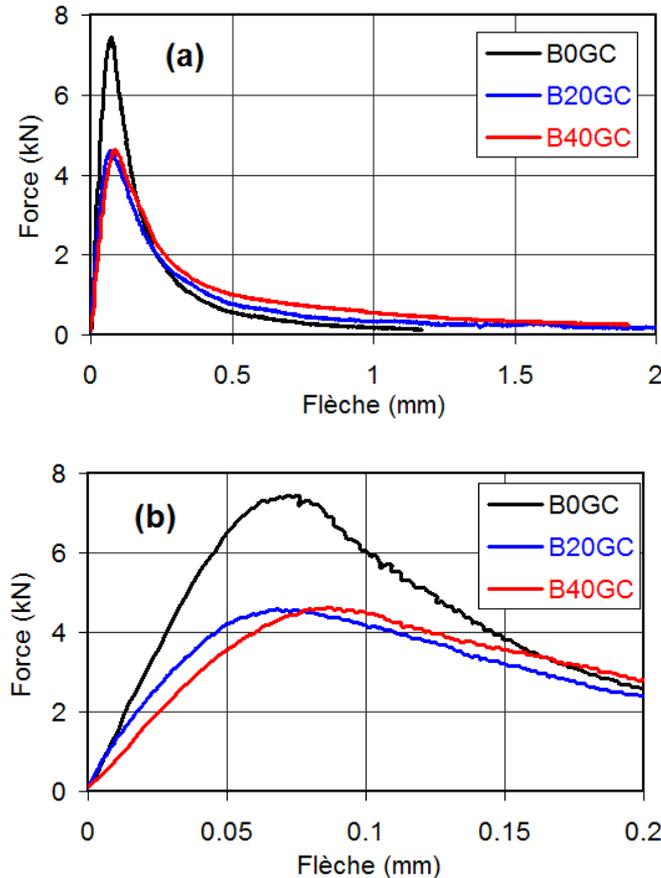


Figure III-35 : Courbes "Force-Flèche" en flexion trois-points des compositions étudiées.

Le Tableau III-7 où chaque valeur correspond à la moyenne de trois essais présente les résultats obtenus en se basant sur les recommandations de [Zhang 02]. Il ressort que la déformation plastique (Δ_p) et l'énergie plastique (A_p) augmentent avec le taux d'incorporation en G.C. Il est bien connu que pour un matériau ductile, une part importante de l'énergie totale de fracture est plastique : il faut donc augmenter cette part pour diminuer la fragilité du béton. On peut constater que l'adjonction de granulats en caoutchouc est une solution pertinente pour cette fin.

Tableau III-7 : Influence du taux d'incorporation en G.C. sur l'indice de fragilité (BI).

	B0GC	B20GC	B40GC
F_{\max} (kN)	7,80	4,89	4,66
ΔF_{\max} (mm)	0,07	0,08	0,09
Δ_p (mm)	0,02	0,03	0,04
Δ_e (mm)	0,05	0,05	0,05
A_p (kN.mm)	0,10	0,12	0,14
A_e (kN.mm)	0,21	0,13	0,11
A_a (kN.mm)	0,31	0,25	0,25
A_d (kN.mm)	1,11	1,08	1,63
A_t (kN.mm)	1,43	1,33	1,88
BI	0,15	0,09	0,06

La Figure III-36 montre sans équivoque que l'énergie plastique A_p augmente et l'indice de fragilité diminue avec l'augmentation du taux de substitution de G.C. La diminution de l'indice de fragilité confirme que les bétons incorporant des G.C. sont plus ductiles par rapport au béton de référence. Cependant, dans la limite des compositions étudiées, nous n'avons pas pu identifier le dosage en G.C. correspondant à la transition d'un matériau fragile à un matériau ductile, une borne suggérée par d'autres auteurs comme Topçu [Topçu-1 97] et Bennazouk [Bennazouk 02].

La Figure III-37 vient compléter l'interprétation de ces résultats en montrant une corrélation quasi linéaire entre l'indice de fragilité et le module d'élasticité en compression : plus le module d'élasticité est faible, plus l'indice de fragilité est faible. Par conséquent, les bétons incorporant des G.C. peuvent être considérés comme plus ductiles.

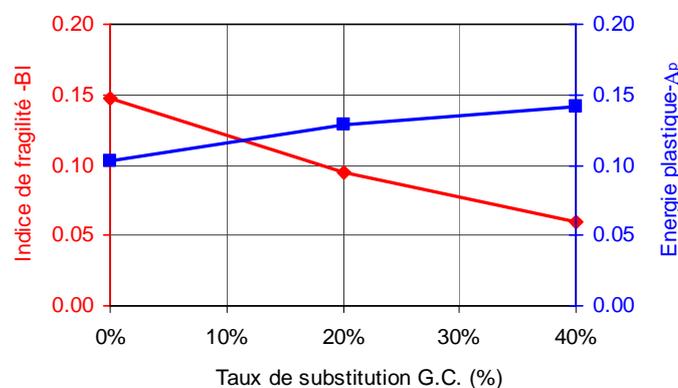


Figure III-36 : Evolution de l'indice de fragilité et de l'énergie plastique en fonction de la fraction volumique de G.C.

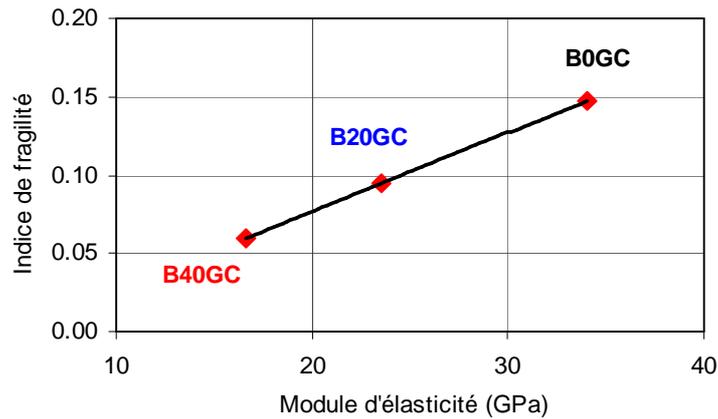


Figure III-37 : Corrélation entre l'indice de fragilité et le module d'élasticité.

III.5.2. Sensibilité à la fissuration du retrait empêché

Si l'on fait le bilan des résultats présentés dans les parties précédentes, on peut relever une compétition entre deux phénomènes dont les effets sont en opposition vis-à-vis de la fissuration de retrait : d'une part la présence de G.C. permet d'augmenter la capacité de déformation avant localisation de la fissuration, d'autre part leur présence induit une augmentation des variations dimensionnelles de retrait.

Sachant que dans nos hypothèses de recherche, un des intérêts majeurs de l'incorporation des G.C. dans le béton vibré est d'améliorer la résistance à la fissuration de retrait très préjudiciable notamment dans le cas d'éléments à grande surface, cette ambivalence devait être levée.

Dans cet objectif, nous nous sommes appuyés sur l'essai de retrait empêché d'après la norme [ASTM C1581-04, 05] pour mettre en compétition la capacité de déformation améliorée et les variations dimensionnelles de retrait augmentées en présence de G.C. Les résultats d'un tel essai doivent mettre en évidence la prépondérance de l'une ou l'autre de ces deux propriétés vis-à-vis de la sensibilité à la fissuration de retrait.

III.5.2.1. Dispositif expérimental

L'essai consiste à déterminer l'échéance et la nature de la fissuration d'une éprouvette de béton annulaire coulée autour d'un cœur métallique. Ce cœur est suffisamment rigide pour

s'opposer à la déformation de retrait du béton entouré. L'éprouvette de béton se fissure si la contrainte de traction atteint la résistance à la traction du matériau.

Le dispositif d'essai est illustré à la Figure III-38. Le cœur central est constitué d'un anneau en acier inoxydable de 13 mm d'épaisseur, pour un diamètre extérieur de 330 mm et une hauteur de 130 mm. Les déformations de l'anneau central sont suivies au cours du temps grâce à deux jauges extensométriques, diamétralement opposées et collées à mi-hauteur suivant la circonférence à l'intérieur de cet anneau. Le coffrage est constitué de deux coquilles symétriques en acier et démontable. Cet ensemble repose sur un fond aussi en acier inoxydable. On peut ainsi couler une éprouvette annulaire en béton de 38 mm d'épaisseur autour du cœur cylindrique.

Après le coulage, les corps d'épreuves sont conservés tout de suite dans la salle climatisée réservée pour les essais de retrait décrits précédemment. Puis toutes les vis excentriques sont débloquées et les jauges sont connectées au système d'acquisition de données (un pont d'extensométrie dit « boîte P3 »). La norme recommande un intervalle d'enregistrement qui n'excède pas 30 minutes : nous avons procédé donc à un enregistrement toutes les 10 minutes. L'ensemble des ces opérations doit être réalisé dans les 30 minutes suivant le coulage. Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées et la partie supérieure de l'anneau en béton est enduite par une couche de silicone pour assurer un séchage uniquement radial, par la seule surface latérale de l'éprouvette. Les Figure III-39 et Figure III-40 représentent une éprouvette démoulée et un essai en cours.

Cet essai a été réalisé avec les quatre compositions suivantes : B0GC, B20GC, B30GC et B40GC. Pour chaque composition deux éprouvettes ont été testées.

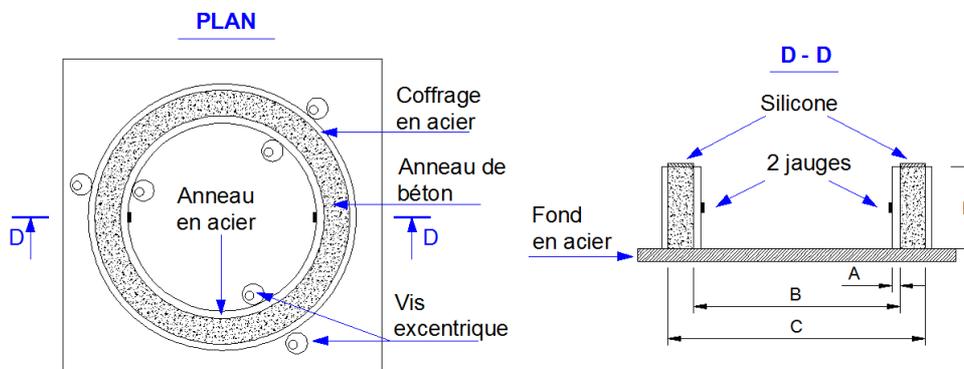


Figure III-38 : Géométrie du dispositif expérimental d'après la norme [ASTM C 1581-04, 05], A=13 mm, B=330 mm, C=406 mm et H=130 mm.



Figure III-39 : Détail du démoulage de l'anneau de béton.

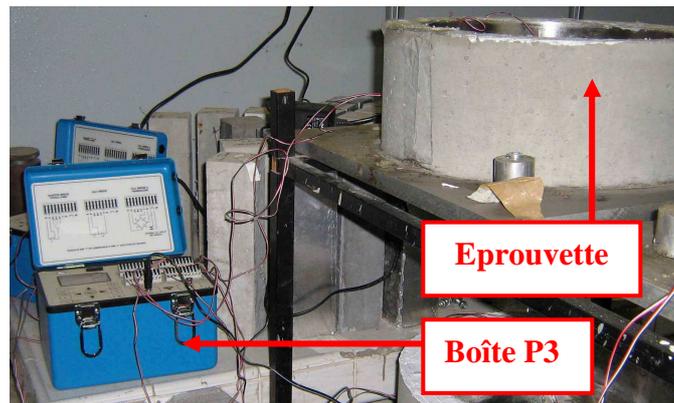


Figure III-40 : Epreuve annulaire en cours d'essai.

III.5.2.2. Retrait empêché

Les graphes de la Figure III-41 montrent les moyennes des déformations de l'anneau central en acier mesurées par les deux jauges en fonction du temps pour chacune des compositions. On notera que l'occurrence d'une fissure coïncide avec une libération de l'étreinte du béton sur l'acier qui induit une réduction quasi instantanée de la déformation déjà encaissée.

On peut constater que si on augmente le taux d'incorporation des G.C. l'initiation de la fissure est d'autant plus retardée. Dans le béton de référence, la fissure est détectée au 9^e jour, tandis que pour le B20GC elle est détectée après 14 jours. S'agissant du B30GC et du B40GC aucune fissure visible n'a été observée ni été détectée par les jauges durant 60 jours. On notera cependant des déformations faibles enregistrées, ce qui traduit une étreinte réduite de ces deux types de béton sur le cœur en acier.

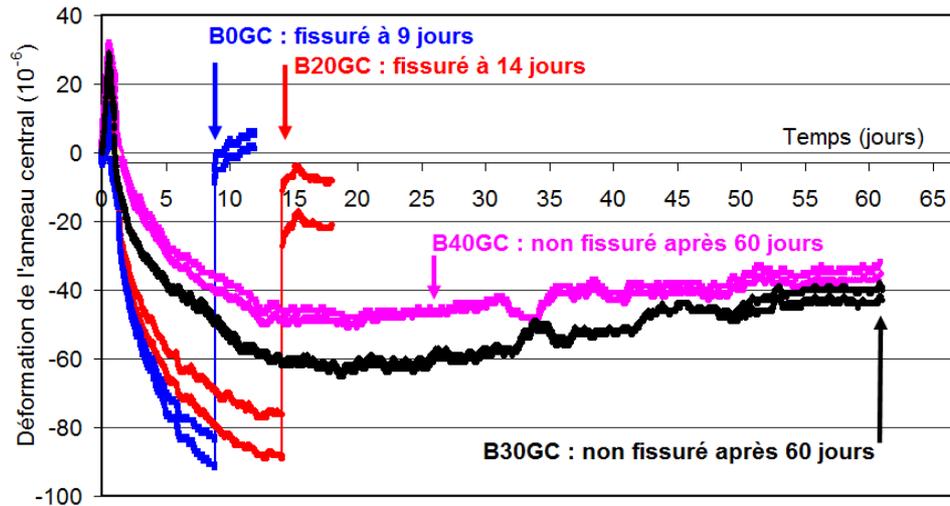


Figure III-41 : Effet des G.C. sur la déformation de l'anneau central en fonction du temps.

La norme [ASTM C1581-04, 05] précise un mode de dépouillement des résultats bruts de cet essai, ce qui permet de déterminer les paramètres quantitatifs suivants :

- Age moyen de fissuration (AMF) : âge auquel apparaît une chute brutale (supérieure à 30 $\mu\text{m/m}$) de la déformation pour au moins une des deux jauges équipant une éprouvette. Cet âge est exprimé à 0,25 jour près ;
- Déformation initiale moyenne (DIM) : c'est la déformation au moment du démoulage et de l'application de la silicone (un jour après le coulage) ;
- Déformation maximale moyenne (DMM) : déformation à l'âge de la fissuration (où à la fin de l'essai, si ce dernier est arrêté avant l'occurrence d'une fissure). Elle traduit l'amplitude de la contrainte dans le matériau dans les conditions de confinement de l'essai ;
- Taux de contrainte (q) : il traduit la cinétique du développement de la contrainte de traction dans le matériau jusqu'à la fissuration. Il est donné par la relation suivante :

$$q = \frac{G \cdot |\alpha_{\text{moy}}|}{2\sqrt{t_r}} \quad (\text{MPa/jour})$$

Où :

- + α_{moy} : la valeur absolue de la moyenne des facteurs taux de déformation. Le facteur taux de déformation (α) représente la pente de la courbe déformation nette (ϵ_{net}) en fonction de la racine carrée du temps écoulé (t) :

$$\epsilon_{\text{net}} = \alpha\sqrt{t} + k \quad (\text{m/m})$$

- + L'origine du temps écoulé (t) correspond à l'instant du démoulage et ce temps est exprimé en jour. k est une constante de régression. La déformation nette (ϵ_{net}) est la déformation mesurée moins la déformation initiale (celle enregistrée au moment du démoulage) ;
- + t_r : le temps écoulé à la fissuration ou à la fin de l'essai si ce dernier est arrêté avant l'occurrence de la fissuration ;
- + G : une constante qui dépend de la géométrie des moules utilisés. Dans notre cas précis, elle vaut 72,2 GPa [ASTM C1581-04, 05].

La sensibilité à la fissuration de retrait est évaluée en se basant sur le taux de contrainte moyenne notée "S" (moyenne des taux de contrainte q) et sur le temps net de fissuration " t_{cr} " qui correspond à la moyenne des temps écoulés à la fissuration " t_r ".

Les résultats obtenus en appliquant cette procédure de dépouillement sont synthétisés dans le Tableau III-8. Comme on peut l'appréhender à partir des courbes de la Figure III-41, les valeurs DIM et DMM confirment que l'adjonction de granulats en caoutchouc entraîne une relaxation de contraintes dues aux déformations imposées par le retrait.

Tableau III-8 : Paramètres issus d'un essai de retrait empêché à l'anneau suivant la norme [ASTM C1581-04, 05].

Paramètres	B0GC	B20GC	B30GC	B40GC
AMF (jours)	9	14	60 (non fissuré)	60 (non fissuré)
DIM ($\mu\text{m/m}$)	-8	-4	0	23
DMM ($\mu\text{m/m}$)	-87	-82	-41	-36

Comme mentionné précédemment, pour déterminer les taux de déformation, on exprime la déformation nette (ϵ_{net} en m/m) en fonction de la racine carrée du temps écoulé (en jour^{0.5}). D'après cette norme, une fonction linéaire convient pour relier ces deux paramètres. Le résultat ainsi obtenu est illustré par la Figure III-42. On peut constater qu'un ajustement linéaire peut convenir pour le B0GC et le B20GC mais qu'il est difficile à justifier pour les composites à partir d'un taux d'adjonction de G.C. de 30%. On peut donc affirmer qu'à partir d'un dosage critique en G.C., cette norme, du moins sa mise en application, n'est pas appropriée. Faute de solution alternative pour traiter les données, nous avons procédé à un ajustement par régression linéaire pour les 4 compositions. Dans ces conditions, l'interprétation quantitative des résultats issus de cet ajustement est à manipuler avec modération compte tenu de la réserve posée ci-dessus.

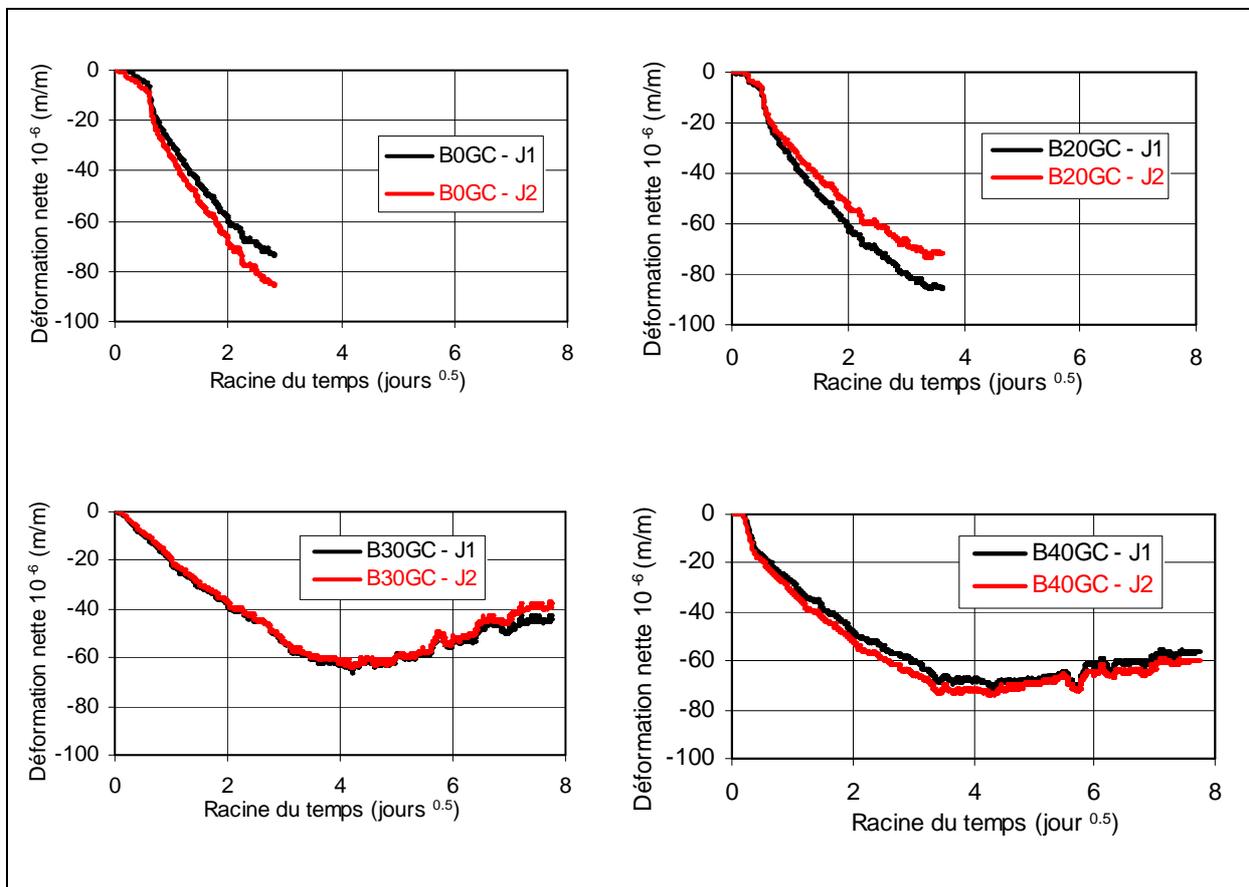


Figure III-42 : Evolution de la déformation nette en fonction de la racine carrée du temps écoulé des 4 bétons: B0GC, B20GC, B30GC et B40GC.

Pour chaque jauge (J1: jauge N°1, J2: jauge N°2), les relations obtenues par ajustement linéaires sont reprises ci-dessous :

$$\text{B0GC J1: } \varepsilon_{net} = -3.10^{-5}\sqrt{t} - 7.10^{-7} \text{ (m/m)} \quad \text{B0GC J2: } \varepsilon_{net} = -3.10^{-5}\sqrt{t} - 2.10^{-6} \text{ (m/m)}$$

$$\text{B2GC J1: } \varepsilon_{net} = -2.10^{-5}\sqrt{t} - 1.10^{-5} \text{ (m/m)} \quad \text{B2GC J2: } \varepsilon_{net} = -2.10^{-5}\sqrt{t} - 1.10^{-5} \text{ (m/m)}$$

$$\text{B30GC J2: } \varepsilon_{net} = -8.10^{-7}\sqrt{t} - 5.10^{-5} \text{ (m/m)} \quad \text{B30GC J2: } \varepsilon_{net} = -6.10^{-8}\sqrt{t} - 5.10^{-5} \text{ (m/m)}$$

$$\text{B40GC J1: } \varepsilon_{net} = -2.10^{-6}\sqrt{t} - 5.10^{-5} \text{ (m/m)} \quad \text{B40GC J2: } \varepsilon_{net} = -2.10^{-6}\sqrt{t} - 6.10^{-5} \text{ (m/m)}$$

On peut alors compléter le Tableau III-9 qui permet de qualifier la sensibilité d'un béton à la fissuration de retrait.

Tableau III-9 : Résultats des essais de retrait empêché après dépouillement des données brutes suivant la norme [ASTM C1581-04, 05].

	B0GC		B20GC		B30GC		B40GC	
	Jauge 1	Jauge 2	Jauge 1	Jauge 2	Jauge 1	Jauge 2	Jauge 1	Jauge 2
Facteur de déformation α ((m/m)/jours ^{0,5})	-3.10 ⁻⁵	-3.10 ⁻⁵	-2.10 ⁻⁵	-2.10 ⁻⁵	-8.10 ⁻⁷	-6.10 ⁻⁸	-2.10 ⁻⁶	-2.10 ⁻⁶
$ \alpha_{moyen} $ ((m/m)/jours ^{0,5})	3,0.10 ⁻⁵		2.10 ⁻⁵		4,3.10 ⁻⁷		2.10 ⁻⁶	
Temps net de fissuration t_{cr} (jours)	8		13,1		59		59	
Taux de contrainte moyen S (MPa/jours)	0,38		0,20		0,002		0,009	
Sensibilité à la fissuration	Elevée		Modérée - Faible		Faible (non fissuré)		Faible (non fissuré)	

Ce tableau montre clairement que la présence de G.C. retarde la fissuration due aux variations dimensionnelles de retrait. Un taux de 20% de substitution en G.C. repousse ce délai à 1,6 fois celui observé pour le béton de référence. A partir de 30%, nous n'avons pas pu observer la fissuration durant les 60 jours d'essai et on peut donc affirmer que si le béton doit se fissurer un délai au moins 7,5 fois plus long par rapport à l'occurrence de la fissuration du béton de

référence est nécessaire. On notera aussi qu'il faut relativiser ces commentaires car la fissuration obtenue dans ce type d'essais résulte de situation où la variation dimensionnelle de retrait est empêchée dans des proportions particulièrement sévères par rapport à ce que l'on peut imaginer par exemple pour une chaussée ou une dalle sur terre-plein.

A partir de ces résultats quantitatifs, la norme permet de qualifier la sensibilité à la fissuration de retrait. Elle est "élevée" pour le béton de référence (B0GC), "modérée-faible" pour le B20GC alors qu'elle est qualifiée de "faible" pour les B30GC et B40GC.

En conclusion, la réponse à la question qui a motivé ces essais de retrait empêché est la suivante. L'adjonction de granulats en caoutchouc est préjudiciable vis-à-vis des résistances en traction et en compression du béton. Les variations dimensionnelles de retrait s'avèrent aussi plus élevées en comparaison de celles du béton de référence. Par contre, la capacité de déformation avant localisation de la fissuration dans les composites est améliorée par les granulats en caoutchouc. Un essai de retrait empêché permet de mettre en balance cet ensemble de propriétés et il ressort que pour ce qui est de la résistance à la fissuration de retrait c'est la capacité de déformation qui est prépondérante.

III.5.3. Influence des G.C. sur la cinétique de la fissuration en traction par flexion

III.5.3.1. Analyse par le biais d'une variable d'endommagement

A partir de l'histoire des contraintes et des déformations relatives d'un élément de volume d'une structure, on peut établir les lois d'endommagement du matériau constitutif. Le plus difficile est d'identifier la variable pour caractériser cet endommagement. Plusieurs méthodes directes (dont l'observation directe) ou indirectes (en s'appuyant sur une propriété du matériau dont la variation dépend essentiellement de l'endommagement) peuvent être envisagées, chacune présentant des avantages et des inconvénients. Nous avons retenu une méthode indirecte basée sur la mesure d'une grandeur caractéristique mécanique du matériau.

Il s'agit d'une interprétation rapide de la notion de contrainte effective initiée par Kachanov [Kachanov 58] pour le fluage des métaux puis étendue aux matériaux cimentaires par LØland

[Løland 80], Lemaitre et Mazars [Lemaitre 82]. Nous nous sommes appuyés sur une variable d'endommagement D , un scalaire défini par la relation comme suit.

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D}$$

Où : $\tilde{\sigma}$ et σ sont les contraintes effective et usuelle respectivement.

D'après cette définition, il découle naturellement que pour le matériau sain $D = 0$ et pour le matériau complètement rompu $D = 1$.

Dans ces conditions, le module d'élasticité du matériau sain étant connu, toute mesure de la raideur élastique équivaut à la connaissance de la variable d'endommagement conformément à la relation ci-dessous :

$$D = 1 - \frac{E}{E_0}$$

Où : E_0 et E sont respectivement les module d'élasticité pour l'état vierge et endommagé.

L'évolution du "module d'élasticité" E du matériau endommagé peut être obtenue en réalisant un déchargement à un niveau donné tout au long de la courbe "Contrainte-Déformation" comme illustrée sur la Figure III-43(a).

Nous avons adapté cette approche à notre cas en évaluant le comportement d'éprouvettes prismatiques en traction par flexion trois-points. La variable d'endommagement D peut alors être exprimée en fonction de la rigidité K , comme illustré sur la Figure III-43(b). D'après cette définition, la variable d'endommagement D est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$D = 1 - \frac{K_n}{K_0}$$

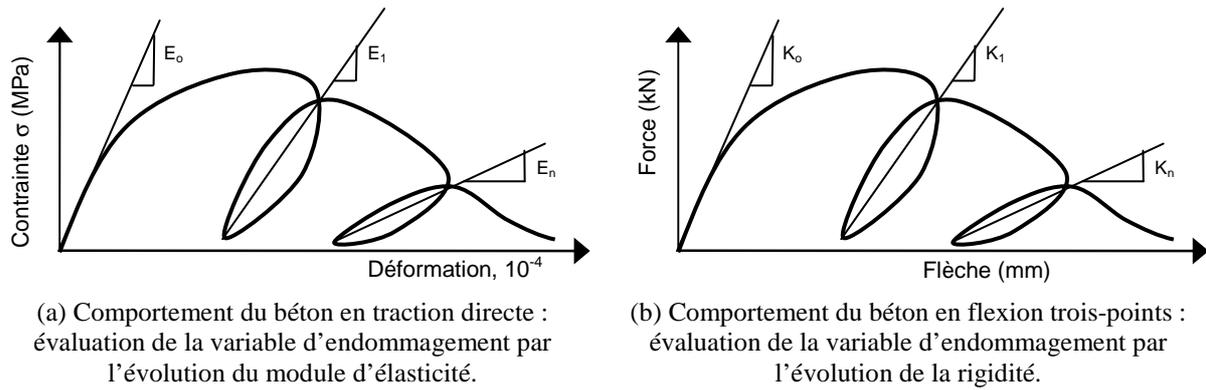


Figure III-43 : Principe de calcul de la variable d'endommagement D.

Nous avons pensé que ce principe était pertinent pour analyser la manière dont les G.C. modifient la cinétique de l'endommagement du béton. Ce volet a été limité à une comparaison entre le B0GC et le B40GC.

III.5.3.1.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental de l'essai trois-points, et la géométrie des éprouvettes sont ceux utilisés pour déterminer l'indice de fragilité. La confection et la conservation (l'entaille, l'âge, etc.) des éprouvettes sont aussi inchangées. Le seul changement réside dans le fait des boucles déchargement-rechargement pour accéder à la rigidité de l'éprouvette. Ces boucles ont été réalisées aux sept niveaux de flèche suivants : 0,04 ; 0,05 ; 0,06 mm (avant pic de charge) et 0,1 ; 0,15 ; 0,2 et 0,3 mm (dans le domaine post-pic). Dans tous les cas, la flèche de 0,04 mm (première boucle de déchargement-rechargement) correspond à une force comprise entre 65 et 80% de la charge maximum.

III.5.3.1.2. Résultats et discussions

La Figure III-44 présente les courbes "Force-Flèche" avec les boucles d'hystérésis obtenues par les essais en flexion trois-points pour deux éprouvettes représentatives à base de B0GC et B40GC.

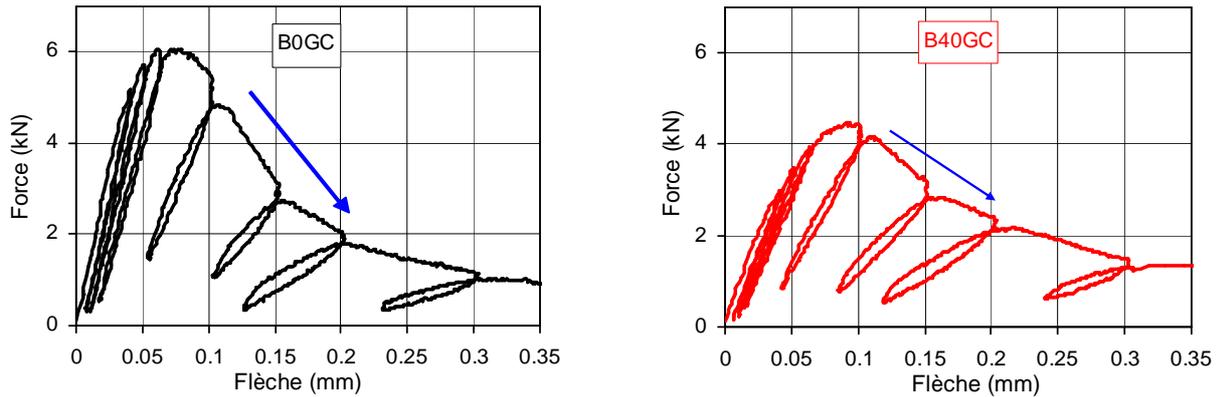


Figure III-44 : Comportement du béton B0GC et B40GC en flexion trois point.

Une première observation conduit à relever que les trois premières boucles sont étroites, ceci étant encore plus remarquable dans le cas du B40GC, ce qui prouve une réponse quasi élastique du matériau. Par la suite les boucles deviennent de plus en plus larges, la refermeture d'une fissure étant impossible et s'accompagnant de phénomènes de frottement, d'engrènement et de microruptures locales.

Les boucles d'hystérésis tendent à s'incliner avec l'augmentation de la flèche. Cette modification correspond à un changement de la rigidité ou à une dégradation du matériau. L'endommagement des éprouvettes peut être quantifié par cette caractéristique.

Pour chaque composite, nous avons déterminé la rigidité aux niveaux de flèche indiqués ci-dessus. La Figure III-45 présente l'influence de la présence du G.C. sur l'évolution de cette rigidité.

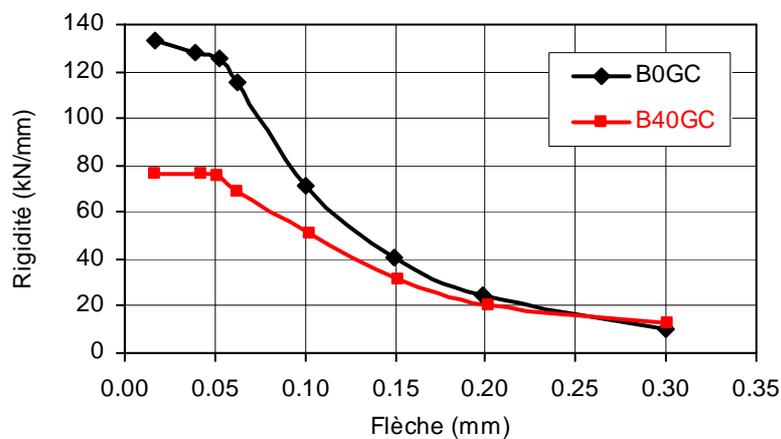


Figure III-45 : Influence du G.C. sur l'évolution de la rigidité du B0GC et B40GC.

La rigidité initiale du B0GC est 1,8 fois plus importante que celle du B40GC. Cette valeur est pratiquement identique à celle du Tableau III-5 où un rapport avait été identifié entre ces deux composites.

L'évolution de la rigidité des composites en fonction de la flèche peut être décomposée en trois étapes.

- Une première entre 0 et 0,05 mm où la perte de la rigidité est négligeable, surtout pour le cas du B40GC. Elle correspond aux boucles d'hystérésis très étroites de la Figure III-44.
- La deuxième période, correspond à la flèche de 0,05 à 0,2 mm et à un chargement égal à 81% de la charge maximum. Bascoul et Turatsinze [Bascoul 94] ont montré que pour les éprouvettes entaillées en flexion trois-points, l'amorce de la fissure a lieu à environ 67% de la charge maximum avant le pic de charge. Nos résultats montrent que c'est dans cette zone que l'on enregistre un début de baisse de rigidité. Ensuite la chute commence à s'accélérer : les éprouvettes sont sérieusement endommagées à partir du pic de charge. La différence de pente des flèches en couleur bleue sur la Figure III-44 précédente est aussi une traduction de la chute de la capacité portante résiduelle en fonction de la flèche. Cette représentation montre bien que cette chute est amortie (moins raide) pour le B40GC en comparaison avec le béton de référence : le B40GC est plus ductile.
- On peut enfin identifier une troisième étape, à partir de 0,2 mm, au-delà de laquelle on peut considérer que la rigidité est très faible. L'essai étant asservi en déplacement sa variation ne peut qu'être aussi faible tout en tendant vers zéro.

Nous nous sommes inspirés des travaux de Ferrier et al. [Ferrier 07] qui ont observé que l'évolution de l'endommagement d'un voile de béton peut être décomposée en trois domaines, chacun étant une fonction du déplacement en tête du voile. En lieu et place du déplacement en tête de voile nous avons considéré la flèche δ au centre de l'éprouvette et avons ajusté la variation de la rigidité K en fonction de cette flèche. Pour chacune des deux compositions, on peut trouver ci-dessous les fonctions qui traduisent l'évolution de cette rigidité dans les trois domaines. Les courbes correspondant à cet ajustement sont représentées sur la Figure III-46 où l'on peut constater une parfaite corrélation.

• **B0GC :**

+ $\delta \leq 0,05$ mm : $K = 1.477,93 \delta^2 - 318,44 \delta + 138,07$

+ $0,05 < \delta \leq 0,20$ mm : $K = 227,61 e^{-11,34\delta}$

+ $0,20 < \delta \leq 0,30$ mm : $K = -139,50 \delta + 52,16$

• **B40GC :**

+ $\delta \leq 0,05$ mm : $K = -2.337,13 \delta^2 + 131,34 \delta + 74,61$

+ $0,05 < \delta \leq 0,20$ mm : $K = 119,80 e^{-8,77\delta}$

+ $0,20 < \delta \leq 0,30$ mm : $K = -78,36 \delta + 36,00$

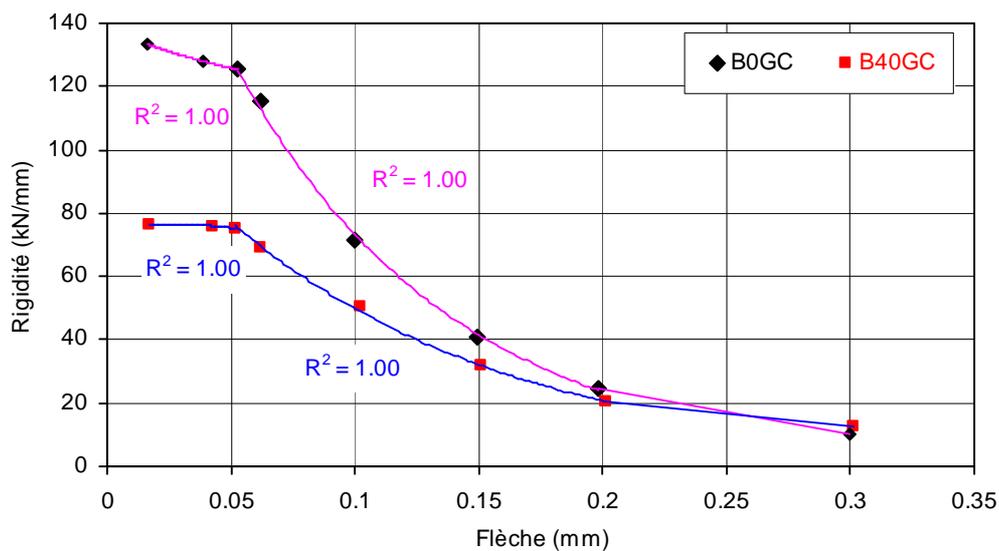


Figure III-46 : L'évolution de la rigidité présentée par les fonctions différentes.

Nous avons ensuite calculé la variable d'endommagement D comme précédemment définie en fonction de la rigidité initiale et de son évolution avec la flèche. Le résultat est présenté sur la Figure III-47. Compte tenu de la relation entre D et K, on ne s'étonnera pas que l'on puisse aussi décomposer l'évolution de l'endommagement en fonction de la flèche en trois étapes. La branche OA correspond à la première période de flèche entre 0 et 0,05 mm, l'endommagement est négligeable, ceci étant encore plus remarquable pour le B40GC. C'est à partir du point A que l'endommagement s'accélère et la variable d'endommagement atteint

des valeurs d'environ 0,8 au point B. Dans la partie BC (entre la flèche de 0,20 à 0,30 mm), bien que le développement de l'endommagement diminue, le processus conduit inéluctablement l'éprouvette à la ruine et ceci pour une valeur inférieure à 1, la valeur théorique de l'endommagement à la rupture totale.

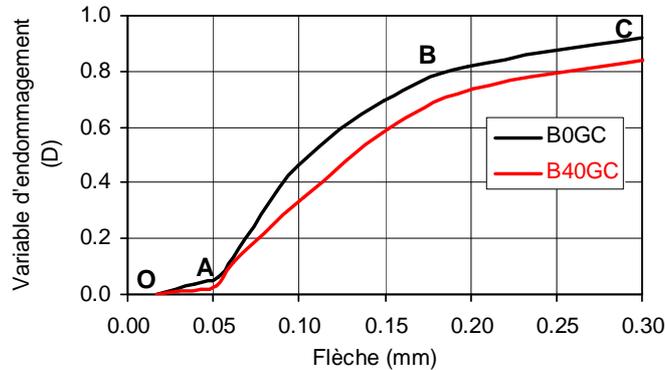


Figure III-47 : Influence du G.C. sur l'évolution de la variable d'endommagement (D).

Par ailleurs, comme le montre la Figure III-47, pour une flèche donnée, l'endommagement du B40GC est toujours inférieur à celui du B0GC. Cette différence de l'ordre de 0,1 unité apparaît dans la zone du pic de charge et demeure pratiquement constant durant le reste du processus.

Comme l'on peut le constater il s'agit d'un élément de plus qui vient corroborer notre hypothèse de travail selon laquelle lorsque les premières microfissures débouchent à l'interface G.C.-matrice cimentaire il se produit une redistribution des contraintes au dépens de la propagation de la fissure. Dès lors il apparaît plus naturel qu'à une flèche donnée l'endommagement du béton incorporant des inclusions en caoutchouc soit plus faible. Dans la même logique, on peut appréhender le fait que la majeure partie de la différenciation entre le béton de référence et celui incorporant des G.C. se fait avant la localisation de la macrofissuration, avant de basculer dans le domaine post pic. Par la suite, le phénomène est entretenu mais pondéré, car le volume probable de propagation de la fissure devient de plus en plus limité.

III.5.3.2. Analyse par l'émission acoustique

La fissuration ou plus généralement l'endommagement du béton met en jeu des mécanismes qui engendrent des microdéplacements locaux. Ces microdéplacements sont sources d'émission acoustique qui génèrent des ondes élastiques détectables notamment grâce à des capteurs piézoélectriques généralement placés sur la surface du matériau. L'émission acoustique apparaît donc séduisante comme outil pour analyser finement l'effet des granulats en caoutchouc sur la cinétique de propagation de la fissuration dans le béton. Nous l'avons mise en œuvre et nous tenterons d'interpréter les résultats obtenus en les comparant avec ceux présentés dans les sections précédentes et acquis par les approches différentes.

III.5.3.2.1. Dispositif expérimental

L'analyse par l'émission acoustique est réalisée en même temps que l'essai dédié à la détermination de l'indice de fragilité (présenté dans la section précédente) pour déceler en temps réel l'évolution de l'endommagement des éprouvettes. Le mode de confection, la conservation et la géométrie des éprouvettes ainsi que le dispositif expérimental de l'essai trois-points ne sont donc pas nécessaires à rappeler ici.

L'acquisition de l'émission acoustique (EA) est effectuée à l'aide du système MISTRAS 2001 développé par Euro Physical Acoustics. La chaîne de mesure inclut 6 préamplificateurs de 40 dB situés entre les 6 capteurs piézo-électriques et la carte d'acquisition numérique. Les 6 capteurs sont placés en surface de l'éprouvette, le couplage avec celle-ci étant réalisé par l'utilisation d'un gel silicone et du scotch. La disposition des capteurs est telle qu'elle permet une localisation 3D. Les trois capteurs WD, dits "large bande", possédant une bande passante régulière dans une zone étendue de fréquence allant jusqu'au MHz, sont numérotés 3, 4 et 5. Les numéros 6, 7 et 8 sont les capteurs résonants R15 dont la fréquence est de 150 KHz. La disposition des capteurs et l'illustration des matériels sont présentées à la Figure III-48 et Figure III-49.

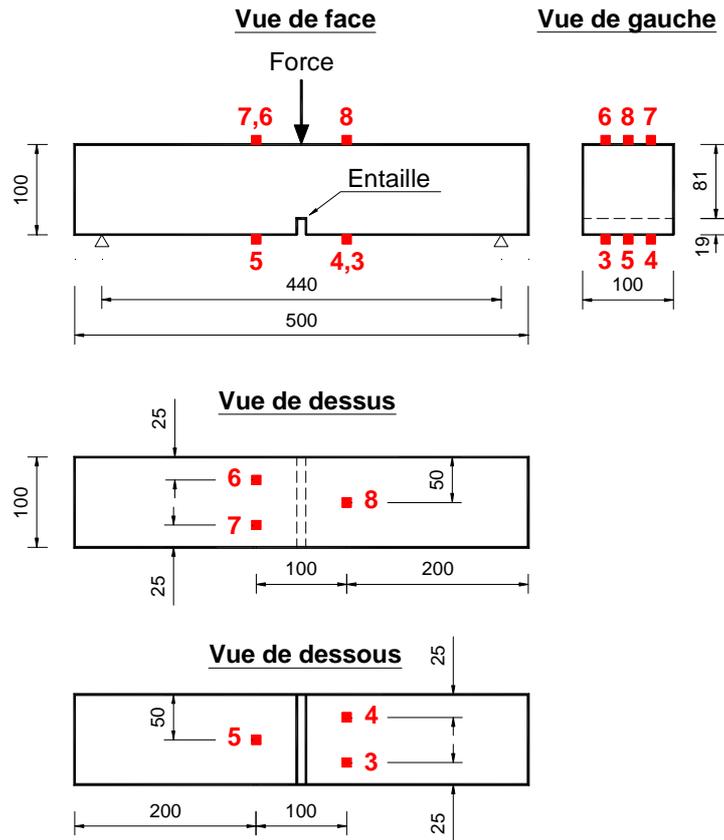


Figure III-48: Schéma de la disposition en 3D des capteurs d'EA, dimension en millimètre.

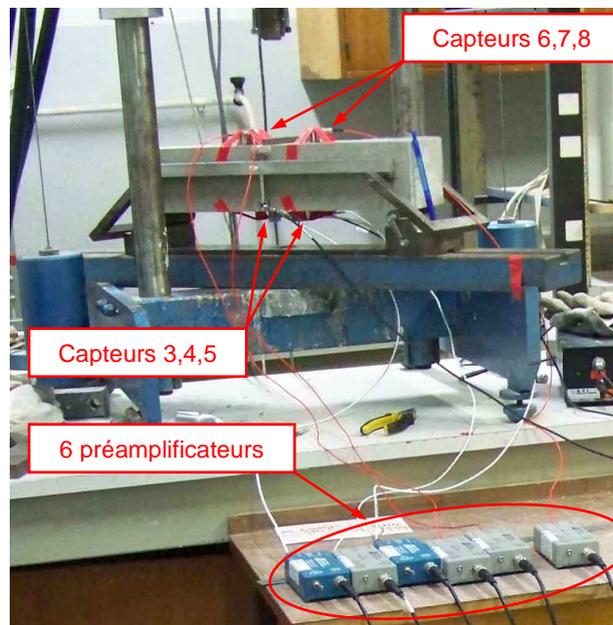


Figure III-49 : Illustration du dispositif d'EA pour un essai de traction par flexion trois-points.

Pour localiser la source d'émission acoustique, il est nécessaire de connaître la vitesse de propagation des ondes dans chaque type de béton. Cette vitesse est obtenue à l'aide d'une source simulée par rupture d'une mine de crayon [Nielsen 80]. Les vitesses obtenues pour les compositions sont regroupées dans le Tableau III-10.

Tableau III-10 : Vitesse des ondes des trois bétons étudiés.

Béton	Vitesses moyenne (mètre/seconde)
B0GC	3.500
B20GC	3.050
B40GC	3.000

III.5.3.2.2. Résultats et discussions

Les Figure III-50 et Figure III-51 présentent les corrélations entre la courbe moyenne "Force-Flèche" et les activités acoustiques moyennes observées au cours des essais de traction par flexion trois-points. On notera que chaque valeur est une moyenne obtenue sur trois essais. L'activité acoustique est représentée par le nombre de signaux d'EA correspondant à chaque niveau de flèche et le nombre de signaux d'EA cumulés jusqu'à la flèche de 1,2 mm.

Les signaux d'EA correspondants à la courbe "Force-Flèche" sont illustrés sous forme d'histogrammes (en rose) sur la Figure III-50. Cette figure montre une activité acoustique dès le début du chargement. Cette activité d'abord très faible, augmente régulièrement puis montre un maximum en retard par rapport au pic de charge. Le résultat montre que ce retard augmente avec le taux d'incorporation de G.C. Selon Schechinger et Vogel [Schechinger 07] ce pic dans l'amplitude du signal d'EA correspond à une propagation brutale de la fissure. Il correspond donc à la localisation de la macrofissuration, une étape qui définit le basculement dans le domaine post fissuration.

Globalement, on peut affirmer qu'à un niveau de flèche donné l'incorporation de G.C. diminue l'activité acoustique. Si on s'appuie sur le pic de cette activité, la même conclusion s'impose : le pic du B0GC est à 1.400 signaux alors qu'il est seulement à 400 signaux pour le B40GC.

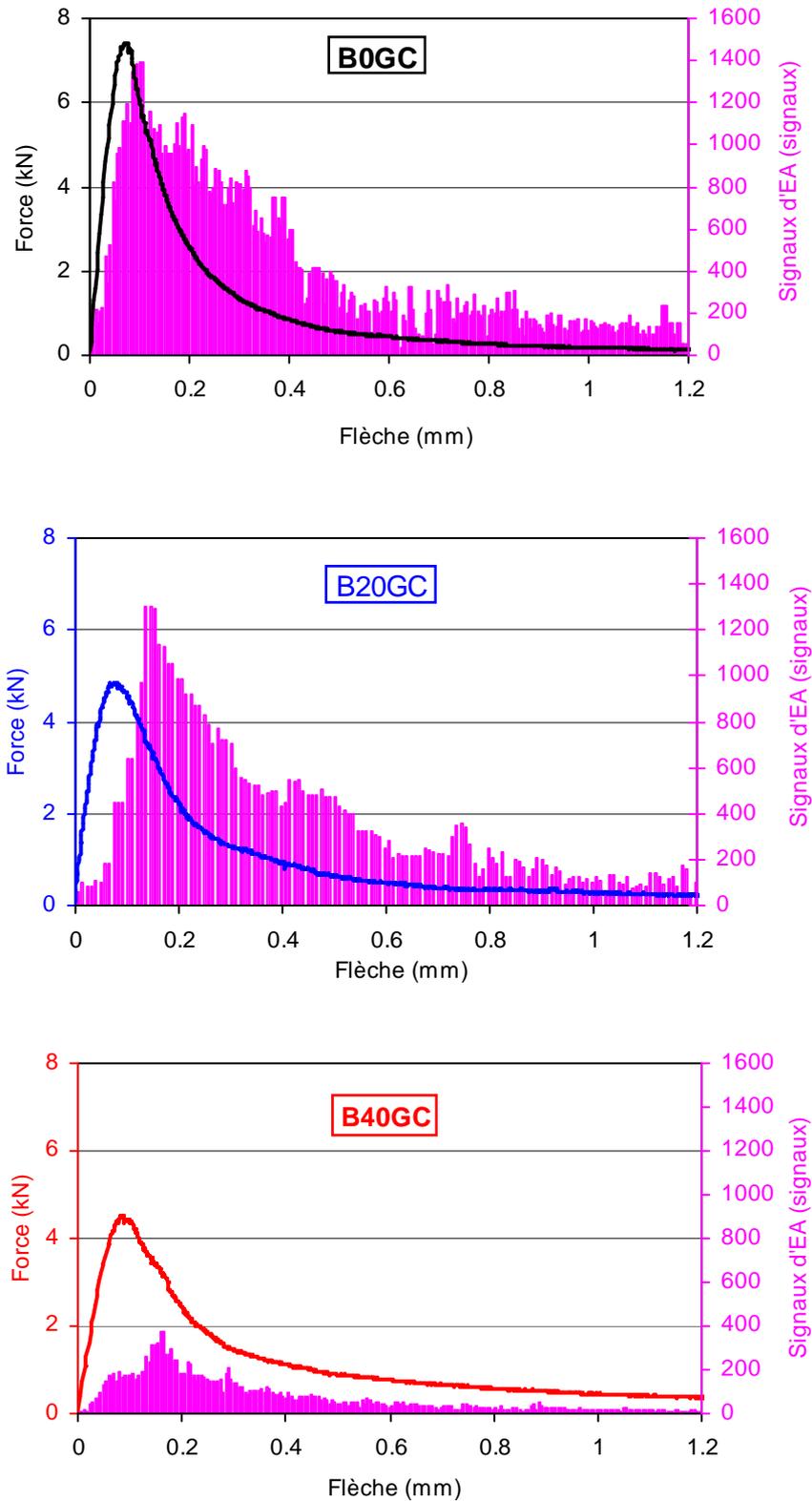
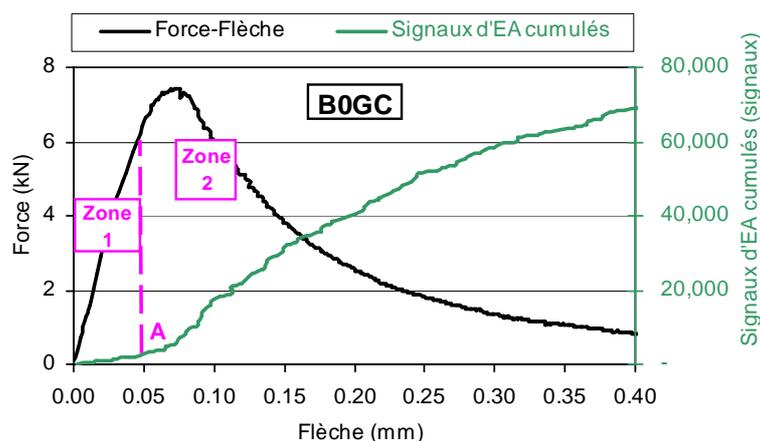


Figure III-50 : Corrélation entre le niveau de chargement “Force-Flèche” et l’activité acoustique du B0GC, B20GC et B40GC.

Comme on peut le comprendre, l'état d'endommagement à un niveau de chargement donné n'est pas seulement fonction de l'activité à cet instant. Il est aussi et surtout fonction de l'intégration dans le temps et dans l'espace de la détérioration depuis l'application du chargement. Dans ces conditions, l'activité acoustique cumulée apparaît plus pertinente pour décrire l'évolution de l'endommagement. Dans la limite d'une flèche de 0,4 mm le résultat est illustré par la Figure III-51.

Cette figure montre que, pour chaque composition, l'activité acoustique présente deux zones :

- + Zone 1 : Jusqu'à une flèche d'environ 0,05 mm, 0,07 mm et 0,08 mm pour B0GC, B20GC et B40GC (le point A) respectivement, le nombre de signaux cumulés varie peu et reste faible.
- + Zone 2 : à partir des flèches indiquées ci-dessus, un changement de pente est observé, et l'activité acoustique cumulée augmente rapidement. On notera que la position du point A se déplace vers la droite (flèche élevée) lorsque le dosage en G.C. augmente. Ce résultat est cohérent avec l'observation précédente quant à la position du pic en termes d'activité acoustique. En terme de chargement, ce point A précède nettement le pic de charge et s'en rapproche avec l'augmentation du dosage en G.C. L'interprétation logique que l'on peut en faire est que le faible module d'élasticité et la capacité de déformation améliorée par les G.C. ont aussi pour conséquence de retarder l'occurrence des microdéplacements détectables par la technique d'EA.



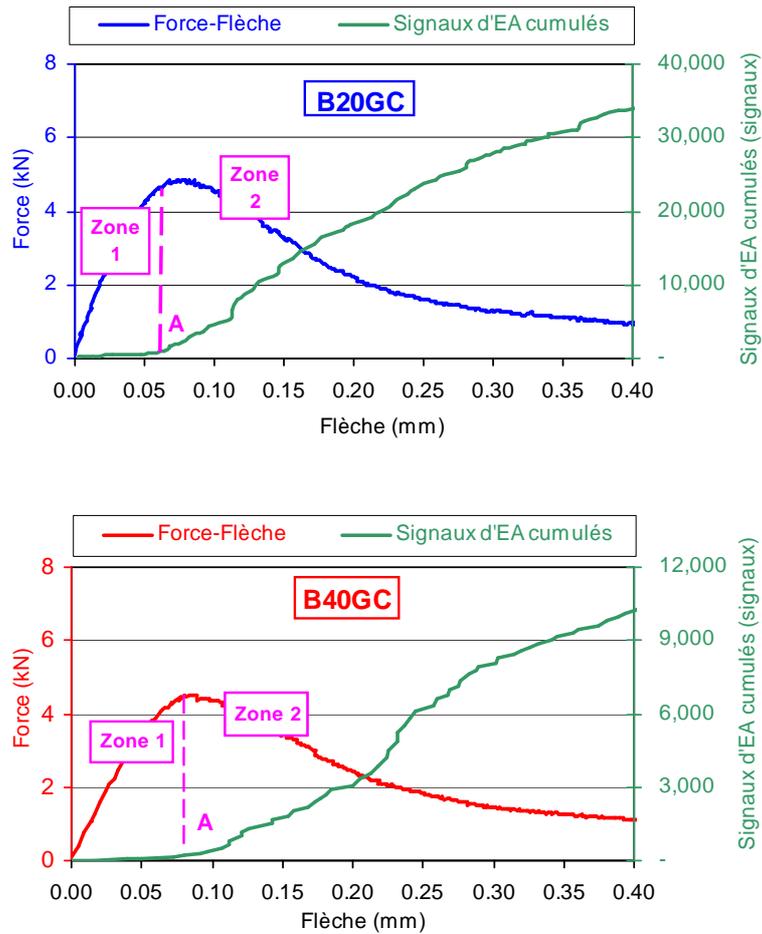


Figure III-51: Corrélation entre la courbe “Force-Flèche” et signaux d’EA cumulés du B0GC, B20GC et B40GC.

La Figure III-52 permet de comparer l’activité acoustique cumulée des trois compositions et le résultat n’est pas surprenant compte tenu des enseignements de la Figure III-50. A titre d’exemple, si on se fixe comme repère une flèche de 1,2 mm, l’activité acoustique cumulée du B0GC est 6,2 fois plus importante que celle du B40GC.

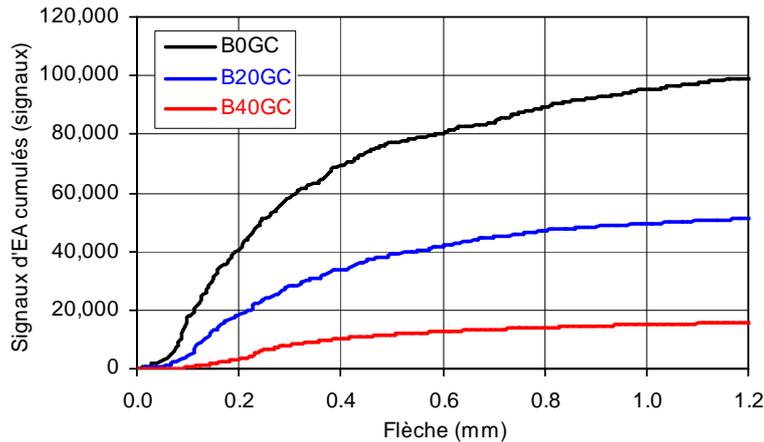


Figure III-52: Influence du dosage de G.C. sur l'activité acoustique cumulée.

Encore une fois, la faiblesse de l'activité acoustique du béton incorporant des G.C. peut être expliquée par la relaxation des contraintes lorsqu'une fissure débouche à l'interface matrice-G.C., un mécanisme qui ralentit la propagation des fissures.

Une autre hypothèse dépendante de la précédente est liée au fait que, pour des bétons ordinaires, le lieu de prédilection de la propagation des fissures est l'auréole de transition entre la matrice et le granulat naturel. Or même si cette zone est de faible performance mécanique, le décollement du granulat naturel de la pâte de ciment contribue à l'activité acoustique lors de la propagation. Avec les G.C., dont le défaut d'adhérence avec la matrice est largement démontré et admis, l'activité acoustique est forcément réduite.

Pour compléter l'information, nous proposons à la Figure III-53 la cartographie des sources de points d'EA au pic de l'activité acoustique (1) et au voisinage de la ruine de l'éprouvette (2) à base de B0GC, B20GC et B40GC. Des vues de face (a), de dessous (b) et de profil (c) sont proposées. On peut constater que ces images sont conformes à l'analyse présentée dans les précédentes sections, notamment en ce qui concerne l'influence des G.C. sur l'activité acoustique, c'est-à-dire sur l'endommagement du béton qui constitue le cœur de la problématique objet de cette thèse.

Enfin, on se peut référer aux travaux de Chen et Liu [Chen 07] qui ont conclu que plus la zone des sources d'EA est étendue, plus la zone endommagée en aval de la fissure (FPZ) est large. Alors, la Figure III-53 nous amène à tirer la conclusion selon laquelle les G.C. ont pour

conséquence de réduire l'emprise de la process zone, ce qui est aussi conforme à la faible activité acoustique du béton incorporant des G.C.

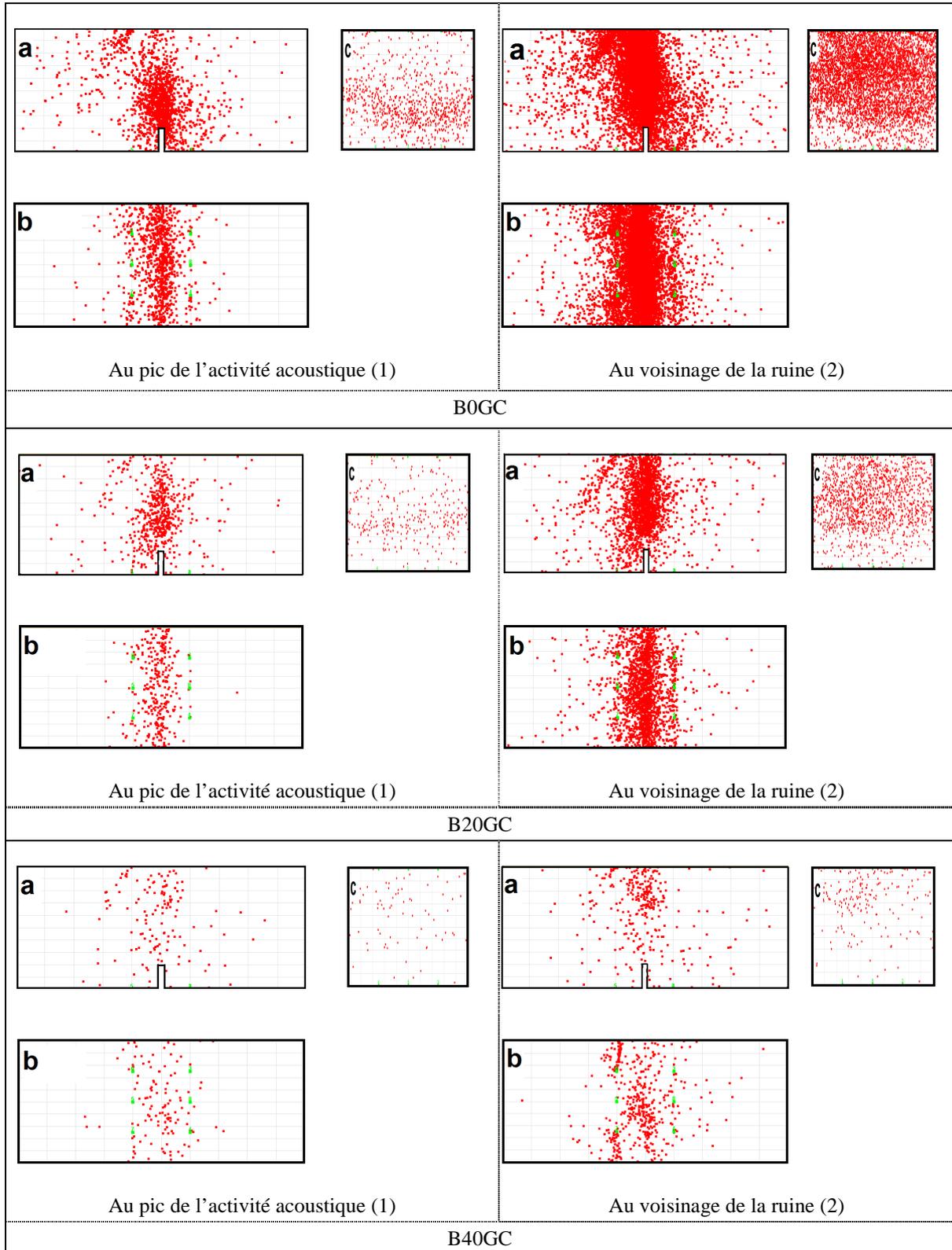


Figure III-53 : Localisation des sources d'EA au pic de l'activité acoustique et au voisinage de la ruine de l'éprouvette.

III.5.3.3. Variable d'endommagement et activité acoustique

Telle que présentée, l'activité acoustique a pour origine les microdéplacements que l'on peut interpréter comme de l'endommagement. Autrement dit, l'endommagement est source d'émission acoustique. Dans ces conditions, il paraît logique de chercher la relation entre ces deux paramètres. Le résultat est illustré par la Figure III-54 qui montre que l'activité acoustique est une fonction exponentielle de la variable d'endommagement D.

- ♦ B0GC : $EA = 1.675,12 e^{4,07D}$ (coefficient de détermination $R^2=0,96$)
- ♦ B40GC : $EA = 40,73 e^{6,19D}$ (coefficient de détermination $R^2=0,98$)

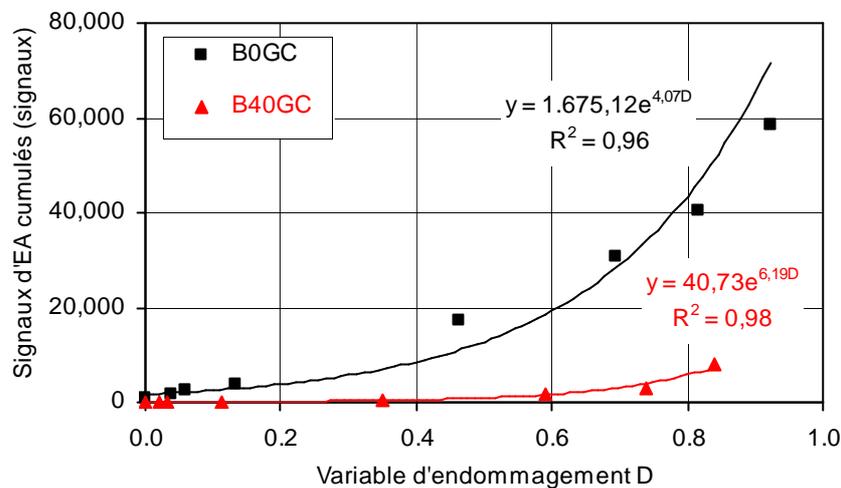


Figure III-54 : Corrélation entre l'activité acoustique cumulée et la variable d'endommagement : cas du B0GC et du B40GC.

En guise de conclusion, on est obligé de constater que, quelle que soit l'approche envisagée, mécanique (capacité de déformation, essais de retrait empêché, indice de fragilité, variable d'endommagement) ou physique comme l'activité acoustique, tous les résultats concourent au même constat. La présence de granulats en caoutchouc perturbe la cinétique de la fissuration. Le béton incorporant des G.C. est un composite moins fragile que le béton ordinaire. L'adjonction de granulats en caoutchouc est donc une solution pertinente pour diminuer la sensibilité des bétons à la fissuration due aux déformations imposées.

III.6. LES PROPRIETES PHYSIQUES

Au même titre que le liège et le feutre, le caoutchouc est un des matériaux les plus couramment utilisés pour l'isolation vibratoire. Par ailleurs, sa conductivité thermique est relativement faible (la conductivité thermique du caoutchouc vulcanisé est du même ordre que celle de la terre crue, soit 0,3 à 0,4 W/m.°C). Dès lors on comprend aisément que la tentation d'évaluer l'incidence des G.C. sur la conductivité thermique et sur le coefficient d'absorption acoustique du béton est légitime. Si cette incidence est significative, la liste en terme de potentiel d'applications est longue et inutile à rappeler ici. On notera cependant que certaines de ces applications nécessiteraient un complément pour évaluer le risque sanitaire si le bâti est concerné. S'agissant des applications routières, l'utilisation du béton incorporant des G.C. comme mur antibruit est souvent évoquée mais ses performances dans cette application n'ont pas encore été prouvées.

III.6.1. L'absorption acoustique

Dans le chapitre dédié à la synthèse bibliographique, nous avons rapporté que le potentiel des bétons incorporant des G.C. pour amortir des ondes acoustiques est souvent évoqué avec comme application de prédilection des ouvrages antibruit. Malgré cela, la revue bibliographique révèle qu'il y a peu de certitude compte tenu de résultats rares notamment sur l'influence des G.C. sur le coefficient d'absorption acoustique (α) du béton.

Dans ce programme nous proposons de comparer les coefficients d'absorption acoustique de 3 bétons : B0GC, B20GC et B40GC. Dans ce but, nous avons utilisé la méthode du tube d'impédance disponible dans notre laboratoire et ce coefficient a été déterminé conformément à la norme [NF EN ISO 10534-1, 03].

III.6.1.1. Dispositif expérimental

Les Figure III-55 et III-56 présentent le dispositif expérimental mis en œuvre pour mesurer le coefficient d'absorption acoustique. L'appareil à ondes stationnaires type 4002 avec deux types de tube de section constante de grand et petit diamètres (tube de Kundt) est conçu pour les mesures de coefficient d'absorption des échantillons cylindriques de matériaux absorbants.

L'échantillon à tester est mis dans un support rigide et cet ensemble est placé à l'une des extrémités du tube. A l'autre extrémité du conduit est placée la source (boîte contenant le haut-parleur) créant le champ plan de pression acoustique. Une sonde microphonique est introduite par un orifice aménagé dans l'axe du haut-parleur. La sonde microphonique est supportée à une extrémité (à l'intérieur du tube de mesure) par un petit dispositif à glissière et à l'autre extrémité par un chariot supportant le microphone. Ce chariot est guidé manuellement par des rails. Ce dispositif comporte un générateur de signaux sinusoïdaux GX 245 et un amplificateur type 2610. Le haut-parleur est alimenté par le générateur de signaux qui génère une gamme couvrant une bande de fréquences de 350 Hz à 5.500 Hz. L'amplificateur convertit la tension de sortie du microphone en pression acoustique maximale et minimale. Ces pressions sont mesurées sur une échelle logarithmique (en décibels) et elles sont utilisées pour le calcul du coefficient d'absorption acoustique.

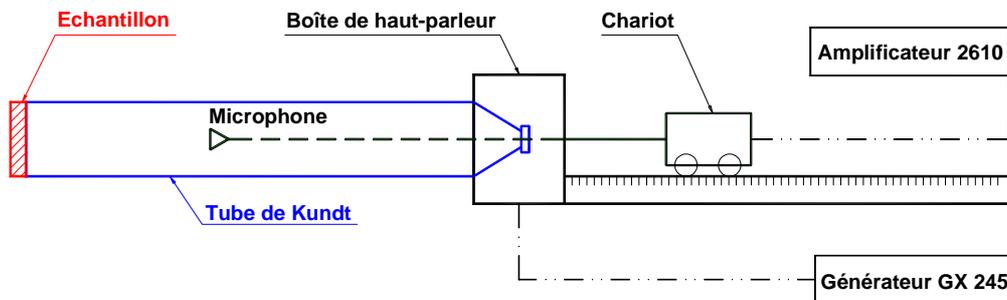
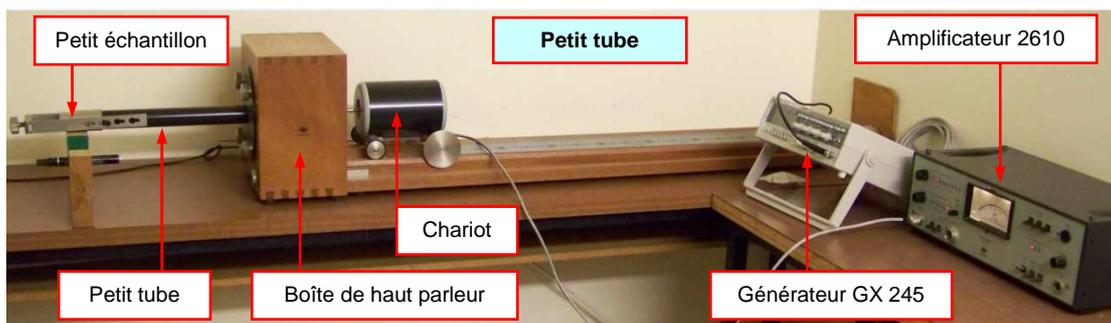


Figure III-55 : Dispositif expérimental avec l'appareil à ondes stationnaires Type 4002 (tube de Kundt), le générateur GX 245 et l'amplificateur 2610.

D'après Herzog et al. [Herzog 05] le domaine de fréquences perceptibles par l'oreille humaine est, chez l'adulte, de 16 Hz à 16.000 Hz. Cependant, le niveau de pression sonore est généralement exprimé par rapport à un niveau de référence correspondant au seuil de sensibilité maximum de l'oreille, appelé "seuil d'audibilité". Ce seuil est lié à la fréquence mais on considère qu'il varie peu entre 500 et 6.000 Hz.



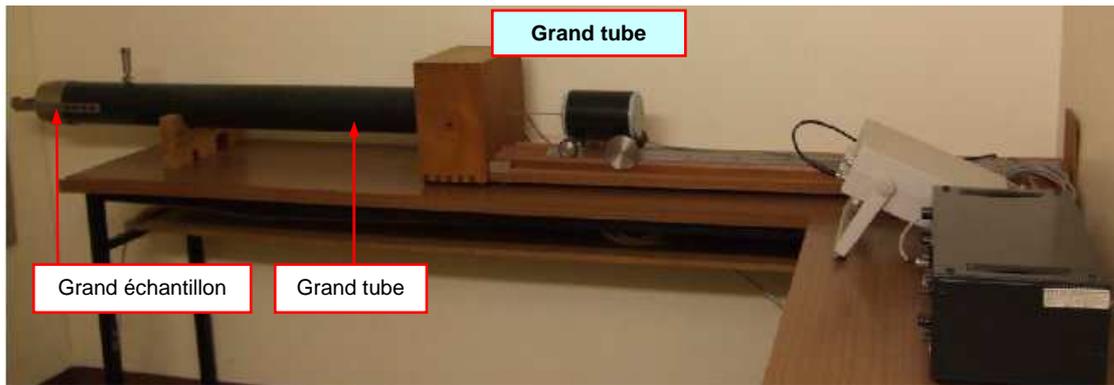


Figure III-56 : L'appareil à ondes stationnaires Type 4002 (tube de Kundt) avec les deux types de tube utilisés, le générateur GX 245 ainsi que l'amplificateur 2610.

D'après les recommandations de la norme [NF EN ISO 10534-1, 03], le domaine utile en fréquence $f_{\text{inf}} < f < f_{\text{sup}}$ (où f_{inf} , f_{sup} sont les fréquences limites inférieure et supérieure) d'un tube d'impédance est fonction de sa longueur L (distance entre la face avant de l'échantillon en essai et le haut-parleur) et de son diamètre intérieur (d). Ces bornes sont données par les relations suivantes :

$$f_{\text{inf}} \geq \frac{250}{L - 3d} \quad \text{et} \quad f_{\text{sup}} \leq \frac{200}{d}$$

Les longueurs (L) sont de 1,0 et 0,29 mètre et les diamètres (d) sont de 0,099 et 0,029 mètre pour le grand et le petit tube, respectivement. Les domaines de fréquence correspondants à ces deux types de tubes sont :

- + Grand tube: $355 \leq f_G \leq 2.020$ (Hz)
- + Petit tube: $1.230 \leq f_P \leq 6.896$ (Hz)

En conséquence, on peut constater que pour balayer la gamme de fréquences couvrant le "seuil d'audibilité" il est nécessaire d'utiliser les deux types de tubes. En réalité, expérimentalement nous avons couvert la bande de fréquence allant de 500 à 5.000 Hz.

Pour les essais, deux tailles d'échantillons ont été utilisées. Ils ont une même épaisseur de 25 mm et un diamètre de 98 mm dans le cas du grand tube ou 27 mm lorsque le petit tube est utilisé. Les domaines de fréquences balayés sont donc répartis comme suit :

- + Grand échantillon (grand tube) : $500 \leq f_G \leq 1.750$ (Hz)

- + Petit échantillon (petit tube) : $1.750 \leq f_p \leq 5.000$ (Hz)

Les éprouvettes testées sont obtenues par sciage d'éprouvettes cylindriques âgées de 50 jours perpendiculairement à la génératrice par tranche de 25 mm et par carottage. Pour éviter les effets de la teneur en eau susceptible de varier d'un échantillon à un autre, les éprouvettes testées sont préalablement séchées dans une étuve à 40°C pendant dix jours. A l'issue de cette cure, la variation de la masse en 24 heures s'est avérée inférieure à 0,2%.

La mise en place des échantillons dans leurs supports à l'extrémité des tubes est illustrée à la Figure III-57.

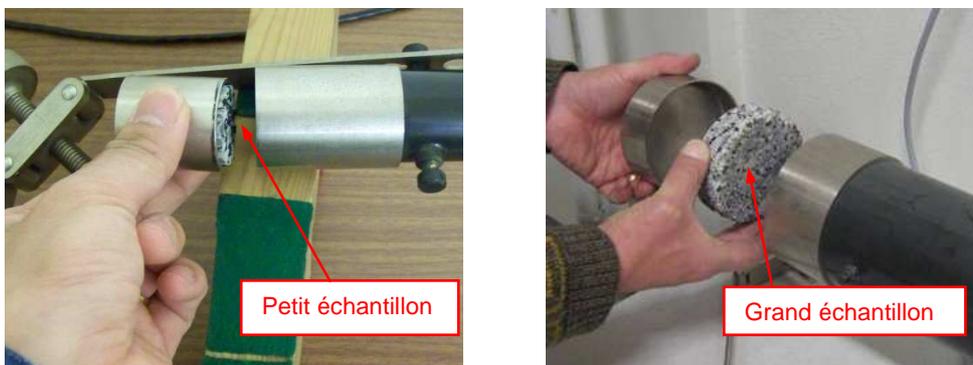


Figure III-57 : Mise en place des supports avec le petit et le grand échantillon à l'extrémité des tubes.

III.6.1.2. Résultats et discussions

Le coefficient d'absorption acoustique (α) est le rapport de la pression du son absorbée (P_{ab}) par le matériau et de la pression du son incidente (P_{in}). Ce coefficient est un facteur adimensionnel, variant entre 0 et 1. La valeur 0 correspond à un matériau totalement réfléchissant et la valeur 1 correspond à un matériau totalement absorbant.

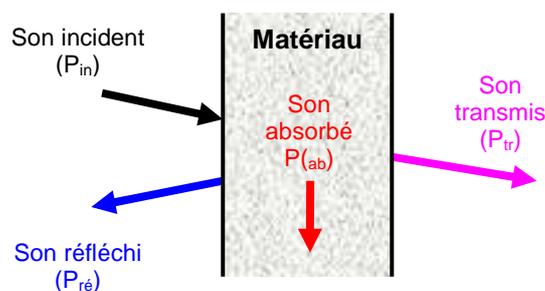


Figure III-58 : Comportement d'un son incident à la surface d'un matériau.

La norme [NF EN ISO 10534-1, 03] prescrit la relation pour calculer le coefficient d'absorption acoustique (α) suivante où ΔL (exprimé en décibels) est la différence entre les niveaux de pression acoustique maximal et minimale:

$$\alpha = \frac{4 * 10^{\Delta L/20}}{(10^{\Delta L/20} + 1)^2}$$

La Figure III-59 et le Tableau III-11 présentent l'influence des G.C. sur le coefficient d'absorption acoustique. Chaque valeur est une moyenne des résultats obtenus sur trois essais. Le coefficient d'absorption (α) varie fortement en fonction de la fréquence. Les courbes d'absorption présentent des pics d'amplitude et on peut constater que la position fréquentielle de ces pics dépend du taux de substitution en G.C. Les échantillons à base de B0GC, de B20GC et de B40GC présentent les pics d'absorption (α) au voisinage des fréquences de 1.500, 1.750 et 2.000 Hz, respectivement. On peut également noter que ce décalage vers les hautes fréquences s'accompagne d'une augmentation de l'amplitude de pic lorsque le taux d'incorporation des G.C. augmente.

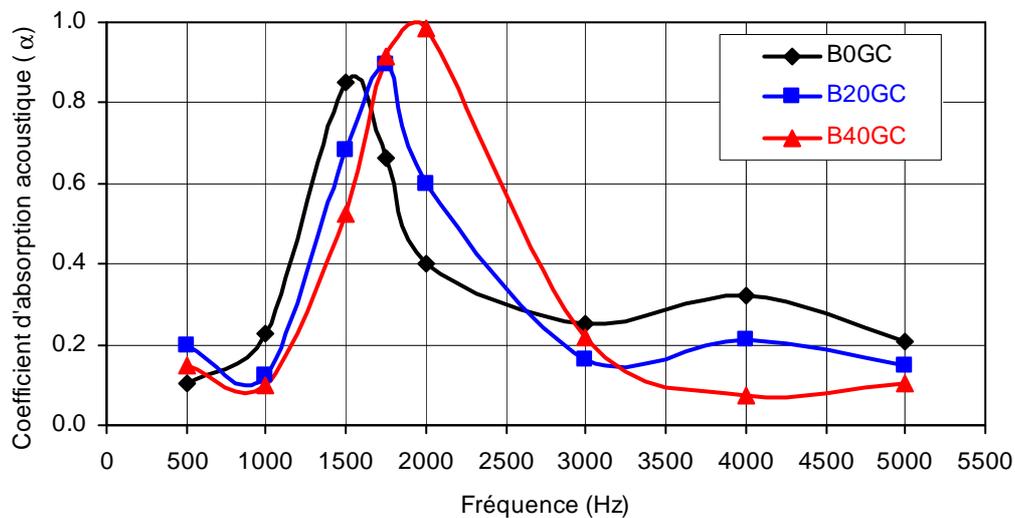


Figure III-59 : Influence du dosage en G.C. sur le coefficient d'absorption acoustique.

Tableau III-11 : Effet du dosage de G.C. sur le coefficient d'absorption acoustique.

N°	Fréquence(Hz)	Coefficient d'absorption acoustique (α)		
		B0GC	B20GC	B40GC
1	500	0,10	0,20	0,15
2	1.000	0,23	0,12	0,10
3	1.500	0,85	0,68	0,52
4	1.750	0,66	0,90	0,92
5	2.000	0,40	0,60	0,98
6	3.000	0,25	0,16	0,22
7	4.000	0,32	0,21	0,08
8	5.000	0,21	0,15	0,10

Park et al. [Park 05] définissent le rapport de surface d'absorption du son (SAA-Sound Absorption Area Ratio) par la relation ci-dessous où A_o est l'aire ABCD tandis que A_i est l'aire hachurée (AEFD) sous la courbe conformément à la Figure III-60 :

$$SAA = \frac{A_i}{A_o}$$

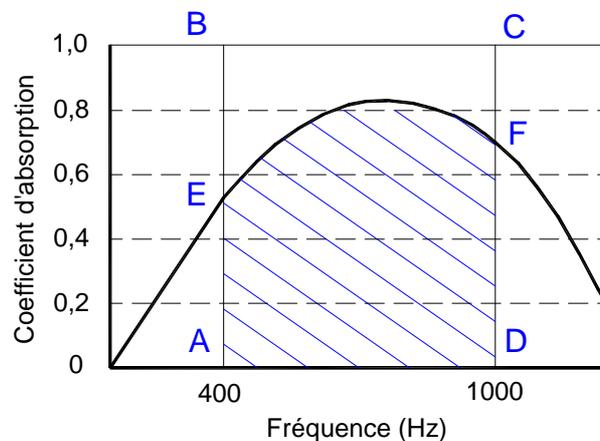


Figure III-60 : Evaluation du rapport de surface d'absorption du son (SAA), [Park 05].

En s'inspirant de cette analyse et à titre de comparaison, la Figure III-61 présente l'influence du dosage en G.C. sur le SAA de trois bétons entre les bornes en fréquence de 1.000 à 3.000 Hz. Plus le dosage en G.C. augmente, plus la valeur de SAA est importante. A titre d'exemple, le SAA du B40GC est 28 % supérieur à celui du B0GC. Cette augmentation traduit le fait que le béton incorporant des G.C. convertit plus d'énergie du son incident en chaleur ou sous d'autres formes notamment celle absorbée par vibration et friction.

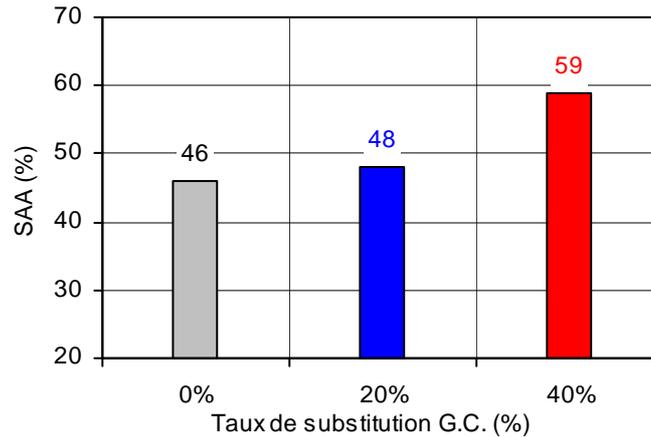


Figure III-61: Influence du dosage en G.C. sur le SAA.

Plusieurs phénomènes concourent pour expliquer l'effet de la présence des G.C. sur l'absorption acoustique du béton :

- + Tout d'abord, rappelons que les matériaux absorbants acoustiques sont des matériaux poreux et dont les pores sont interconnectés et ouverts. L'intérieur des pores est rempli d'air. Ils agissent en dissipant l'énergie acoustique de l'onde incidente en d'autres types d'énergies (chaleur, vibration, friction). En conséquence, le volume des pores important du BIGC augmente l'absorption acoustique. Cette observation est similaire à celle de Park et al. [Park 05]. Ces auteurs indiquent que l'accroissement de la surface spécifique des pores dû aux granulats de recyclage augmente le coefficient d'absorption acoustique du matériau.
- + En ce qui concerne le décalage de la position fréquentielle du pic vers les hautes fréquences, Cerezo [Cerezo 05] indique que le changement du système de la porosité ouverte du matériau telle la dimension des pores ou l'inter-connectivité poreuse est une hypothèse pertinente. L'aurole de transition peu compacte et poreuse entre les G.C. et la matrice cimentaire, dont nous avons discuté précédemment, peut expliquer ce résultat. Cette hypothèse est à rapprocher des conclusions de Neithalath et al. [Neithalath 04] selon lesquelles des macronodules de 8 mm constitués de fibres de cellulose permettent d'augmenter le coefficient d'absorption acoustique du composite cimentaire dans lequel ils sont incorporés et ceci mieux que les autres fibres dispersées dans le même composite.

En conclusion, les granulats en caoutchouc augmentent l'amplitude de pic du coefficient d'absorption acoustique du béton et entraînent un décalage de la position fréquentielle de ce pic vers les hautes fréquences.

III.6.2. Conductivité thermique

La conductivité thermique est un des paramètres thermo physiques les plus importants pour la description des propriétés de transport de chaleur d'un matériau ou d'un composant. Cette propriété de transfert thermique est directement liée aux constituants, à la morphologie du milieu (matrice solide et réseau poreux) et à la teneur en eau, donc des conditions de conservation dans le cas d'un béton.

La conductivité thermique est un élément clé du processus de transfert de la chaleur des matériaux. Elle est essentiellement utilisée pour la prédiction du profil de température ainsi que du flux de chaleur. La conductivité thermique du béton joue un rôle important dans cet aspect puisque le domaine d'application du béton est très vaste. Dans le cas des applications à grande surface, cette propriété peut avoir une incidence sur le gradient de température entre la surface libre exposée au rayonnement solaire et la face inférieure au contact du sol. Une dilatation thermique non uniforme conjuguée à une courbure de l'élément (face supérieure tendue) peut déclencher prématurément une fissuration aussi préjudiciable que celle due aux variations dimensionnelles de retrait.

Dans cette partie, nous avons comparé la conductivité thermique des trois bétons : le B0GC, le B20GC ainsi que le B40GC.

III.6.2.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé pour la mesure de conductivité thermique est présenté sur les Figure III-62 et Figure III-63. Les échantillons de 118 mm de diamètre (D) et d'épaisseur $e = 40$ mm ont été utilisés. Ils sont obtenus par le débitage des éprouvettes cylindriques de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm. L'âge de toutes les éprouvettes au moment du débitage est de 60 jours. Les échantillons sont ensuite séchés grâce à une étuve à 40°C pendant 7 jours.

Pour l'essai proprement dit, la source chaude est stabilisée à 50°C, la source froide obtenue par une circulation d'eau courante. L'échantillon dont les deux bases sont équipées de 6 thermocouples (3 sur chaque face) est placé entre ces deux sources. On notera les fluxmètres intercalés dans la colonne des éléments. Pour limiter les pertes radiales de chaleur, les échantillons sont placés dans une chambre calorifugée. Une fois le régime permanent établi (normalement 30 minutes après la mise en place de l'échantillon entre les deux sources), les températures et les tensions de sortie du fluxmètre (U_{chaud} , U_{froid}) sont mesurées.

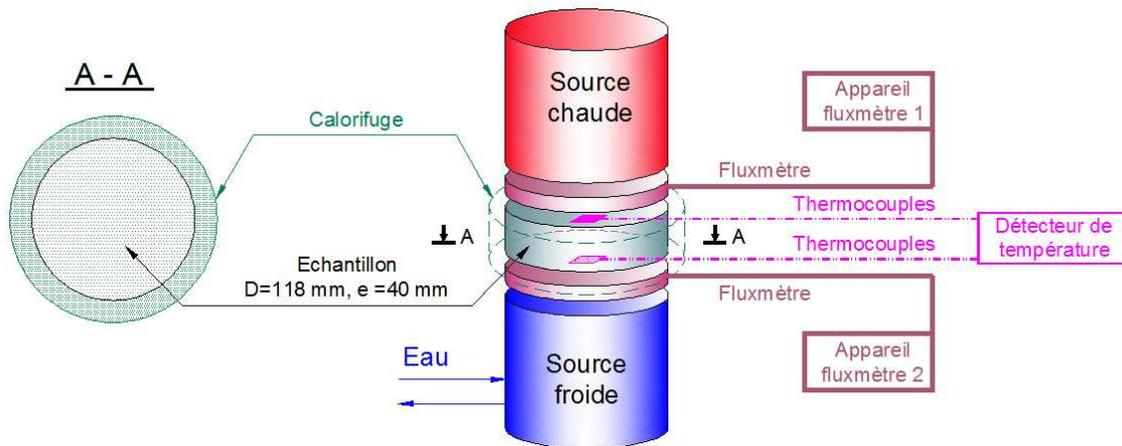


Figure III-62 : Dispositif expérimental de l'essai de la mesure de conductivité thermique.

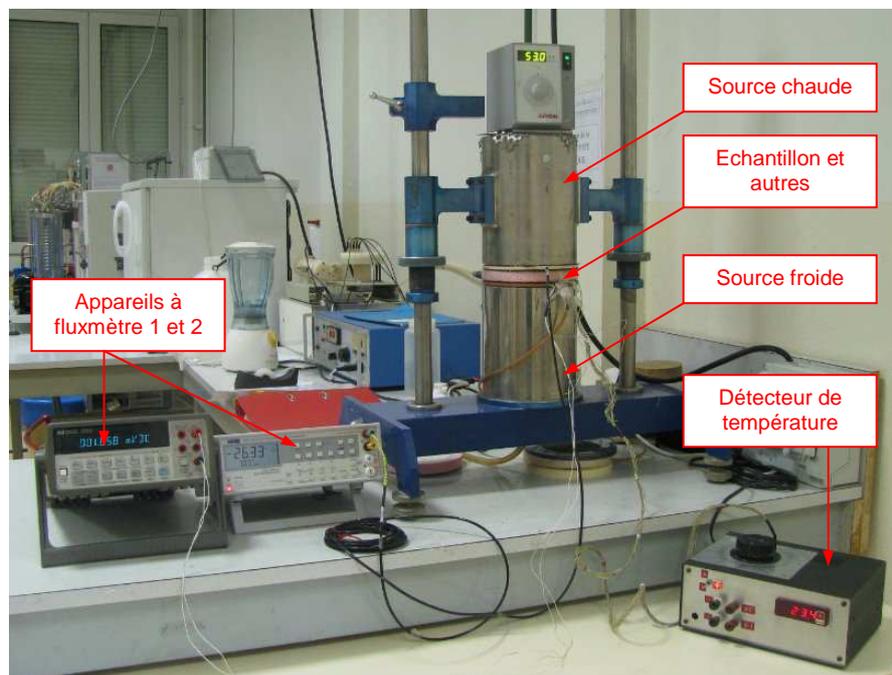


Figure III-63 : Illustration des matériels de l'essai de la mesure de conductivité thermique.

➤ **Densité de flux thermique (Φ) :**

$$\Phi = \frac{F_{chaude} + F_{froide}}{2} \quad (\text{W/m}^2)$$

Où : F_{chaude} , F_{froide} sont les densités de flux thermique en W/m^2 déterminées par les relations suivantes :

$$F_{chaude} = U_{chaud} * C_1 \quad (\text{W/m}^2)$$

$$F_{froide} = U_{froid} * C_2 \quad (\text{W/m}^2)$$

U_{chaud} , U_{froid} sont les tensions de sortie du fluxmètre des sources chaude et froide mesurées par les fluxmètres 1 et 2 respectivement, en mV. C_1 , C_2 sont les facteurs d'étalonnage propres à chaque fluxmètre, en $\text{W}/(\text{mV}.\text{m}^2)$.

➤ **Conductivité thermique (λ):**

$$\lambda = \frac{\Phi.e}{T_{chaude} - T_{froide}} \quad (\text{W/m}.\text{°C})$$

Où : (e) est l'épaisseur d'échantillon, en mètre. T_{chaude} , T_{froide} sont les températures moyennes obtenues par trois thermocouples de chaque côté (chaud et froid) de l'échantillon.

III.6.2.2. Résultats et discussions

Les résultats des mesures de la conductivité thermique à l'état sec des bétons B0GC, B20GC et B40GC sont donnés à la Figure III-64 et dans le Tableau III-12. Chaque valeur est une moyenne des résultats obtenus sur trois essais.

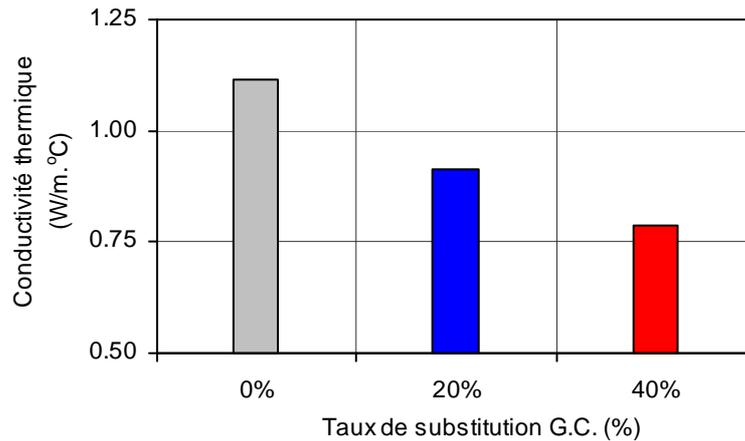


Figure III-64 : Influence du dosage en G.C. sur la conductivité thermique.

Tableau III-12: Influence du dosage en G.C. sur la conductivité thermique.

Béton	B0GC	B20GC	B40GC
Conductivité thermique (W/m.°C)	1,12	0,91	0,79
Dispersion (%)	1,2	3,4	0,7

Les résultats ci-dessus montrent que la conductivité thermique diminue avec l'augmentation du dosage de G.C. Par exemple, la présence de G.C. entraîne une réduction de la conductivité thermique de 30% lorsque l'on passe du béton de référence au béton incorporant 40% de G.C. Ce changement peut s'expliquer par l'influence concomitante de plusieurs facteurs :

- + Dans un premier temps, on peut citer les caractéristiques des constituants du composite. Même avec les seuls granulats naturels, il est bien connu que leur nature minéralogique affecte grandement la conductivité thermique du béton [Neville 00]. Plus la conductivité thermique du granulat est faible, plus faible sera celle du béton confectionné avec. En effet, le caoutchouc représente une structure amorphe et sa conductivité thermique de l'ordre de 0,4 W/m.°C [DTU Th-K77] est faible devant celle des granulats naturels qui représentent une structure cristalline et une conductivité thermique généralement supérieure à 1,5 W/m.°C.
- + Un autre facteur qui rentre en jeu est la porosité du béton et cette porosité est plus importante avec l'adjonction de G.C. L'air ayant une conductivité thermique beaucoup plus faible (0,023 W/m.°C) remplit les pores du béton et limite la

conduction de la chaleur. Nous rappelons que ces résultats sont conformes à ceux obtenus par Benazzouk [Benazzouk 02]. D'après cet auteur, l'air entraîné lors du malaxage conduit à une porosité fermée dans la matrice cimentaire ce qui améliore encore les performances d'isolation du composite cimentaire incorporant des G.C.

- + Une tendance générale relevée par de nombreux auteurs comme Gül et al. [Gül 97], Blanco et al. [Blanco 00] ou Demirboğa et Gül [Demirboğa 03] est que la conductivité thermique du béton diminue avec la réduction de sa densité. On peut étendre cette conclusion aux bétons incorporant des G.C. tout en gardant à l'esprit que dans ce dernier cas, la chute de la densité n'est pas seulement due à l'augmentation de la porosité, mais aussi à la faible densité du caoutchouc.

III.7. CONCLUSION

Les résultats présentés dans ce chapitre montrent que l'incorporation de granulat en caoutchouc est très préjudiciable vis-à-vis des résistances en traction et en compression et du module d'élasticité. Plus le taux de substitution en G.C. est élevé plus les valeurs des propriétés ci-dessus diminuent.

Les BIGC et béton de référence présentent une chute de la résistance en compression, en traction ainsi que du module d'élasticité avec l'accroissement de la température. A 40°C, la réduction de ces propriétés est similaire : à cette température l'effet de la présence des G.C. peut être considéré comme insignifiant. Cependant, le module d'élasticité du BIGC diminue considérablement par rapport au béton de référence à la température de 70°C. Dans la bande de température de ce travail, le départ d'eau libre au sein des éprouvettes peut amplifier les variations dimensionnelles de retrait et provoquer une fissuration prématurée.

Malgré la chute des résistances mécaniques, les G.C. confèrent aux composites une capacité de déformation plus importante avant localisation de la microfissuration. En effet, les G.C. sont considérés comme des sites de relaxation des contraintes. Ils stoppent les premières microfissures retardant ainsi la macrofissure dans les BIGC.

La substitution de sable naturel par des G.C. à faible rigidité a des conséquences sur les variations dimensionnelles de retrait qui augmentent significativement avec le taux de substitution en G.C. Vis-à-vis du risque de fissuration de retrait, cet excédent de variations

dimensionnelles de retrait s'oppose au bénéfice obtenu de la capacité de déformation. Afin d'évaluer la prépondérance de l'un par rapport à l'autre, nous les avons mis en balance à travers un essai de retrait empêché. Et les résultats de ces essais ont permis de démontrer que la capacité de déformation avant localisation de la macrofissuration des BIGC compense largement l'amplitude des variations dimensionnelles de retrait. L'incorporation de granulats caoutchouc peut donc être considérée comme une solution prometteuse pour lutter contre la fissuration de retrait.

Par l'approche énergétique en déterminant l'indice de fragilité, nous avons justifié que la présence de G.C. augmente l'énergie plastique absorbée pendant la rupture et qu'elle diminue ainsi la fragilité du béton.

En s'appuyant sur une variable d'endommagement ainsi que sur l'activité acoustique du béton au cours du processus de propagation de la fissure, nous avons collecté des informations qui vont dans le même sens : à même déplacement imposé en traction par flexion la variable d'endommagement et l'activité acoustique sont plus faibles pour le composite incorporant des G.C. Plus particulièrement, l'analyse des résultats obtenus par émission acoustique met en lumière le fait que les G.C. retardent la localisation de la macrofissuration.

Enfin, nous avons évalué l'incidence des G.C. sur deux propriétés physiques du béton : le coefficient d'absorption acoustique et la conductivité thermique. Dans le premier cas, les résultats ont montré une augmentation de l'amplitude de pic du coefficient d'absorption acoustique ainsi qu'un décalage de sa position vers les hautes fréquences lorsque le taux d'incorporation des G.C. augmente. Quant à la conductivité thermique, elle diminue lorsque le taux d'incorporation en G.C. augmente avec les conséquences qui peuvent en découler, notamment un gradient de déformation d'origine thermique et un risque de fissuration d'élément à grande surface. On notera cependant que ce volet mérite d'être approfondi, car au même titre que les variations dimensionnelles de retrait, on peut penser que la capacité de déformation peut compenser les effets de ce gradient de déformation.



Chapitre IV :

Comportement sous sollicitations de fatigue, Indice de qualité élastique et Outils de prédiction du module d'élasticité des BIGC

IV.1. INTRODUCTION

La première partie de ce chapitre est consacrée à l'effet des G.C. sur le comportement en fatigue du béton. Les essais en flexion trois-points sous une sollicitation cyclique sont réalisés, notamment pour comparer la durée de vie d'un béton incorporant des granulats en caoutchouc à celle d'un béton de référence.

Dans une seconde partie, le potentiel d'application du BIGC est analysé en s'appuyant sur les performances du composite et notamment sur l'indice de qualité élastique (IQE). Les résultats obtenus mettent en lumière ce potentiel d'application pour des éléments mis en place en grande surface comme les chaussées en béton et les dallages sur terre-plein.

Si le composite cimentaire incorporant des G.C. présente des atouts pour des applications spécifiques, c'est essentiellement grâce à son faible module d'élasticité. Dans ces conditions, un modèle analytique permettant de prédire ce module serait un outil très pratique. C'est dans cet objectif que nous avons consacré un dernier volet sur les lois de mélange en vue de prédire le module d'élasticité en fonction du taux d'adjonction de G.C.

IV.2. COMPORTEMENT EN FATIGUE

Un chargement de fatigue évoque naturellement la notion de durée de vie. C'est pour cela que la plupart des études réalisées sur les matériaux ou les structures à base cimentaire s'intéressent principalement à la rupture, leur but étant d'établir les diagrammes de Wölher (aussi connus sous le nom de courbes S-N pour "Stress-Number of cycles"). Ces diagrammes contiennent certes des informations précieuses mais depuis les essais en flexion de Clemmer [Clemmer 22] l'on sait que, sauf cas particulier, un mortier ou un béton sollicité à moins de la moitié de la charge de rupture ne se rompt pas par fatigue pour un nombre de chargement même supérieur à 10^7 . Or la pérennité d'une structure ne dépend pas uniquement de sa résistance finale, elle est également liée à son comportement rhéologique ainsi qu'à la réserve de sécurité qu'elle peut offrir, ce qui nécessite la connaissance du comportement tout au long de son chemin de chargement, dont l'évolution des déformations et de l'endommagement.

Dans cette section, nous proposons d'étudier d'un point de vue expérimental l'effet des G.C. sur la tenue d'éprouvettes non plus sous chargement statique mais dans le domaine de la fatigue. Une sollicitation cyclique sera appliquée et en fonction du taux de chargement nous

analyserons la cinétique de la fissuration. Trois taux de charge ont été appliqués : 65, 80 et 90%. Ils correspondent au rapport entre la charge maximale appliquée en chargement de fatigue et la charge ultime en sollicitation statique. Ces niveaux de chargement ont été retenus, en se référant aux travaux de Clemmer [Clemmer 22] qui déjà en 1922 avait constaté la limite d'endurance du béton en flexion à des valeurs voisines de 55% de la résistance ultime, ceci pour nous assurer de conduire les essais jusqu'à la rupture des éprouvettes en temps raisonnables.

Dans une première partie, le protocole expérimental des essais de fatigue est décrit. La deuxième partie présente l'effet des G.C. sur le comportement de deux bétons B0GC et B40GC (nous avons limité notre étude à la comparaison entre le B0GC et le B40GC). Pour cela nous nous appuierons non seulement sur la durée de vie du béton traduite en termes de courbes de Wöhler (S.N.) mais aussi sur la cinétique de propagation des fissures et sur l'évolution de la flèche et de l'ouverture des fissures.

Les résultats portant sur la vitesse de propagation de fissure de ces deux bétons seront confrontés à la loi de Paris.

IV.2.1. Dispositif expérimental et éprouvettes étudiées

Les Figure IV-1 et Figure IV-2 présentent le dispositif expérimental d'un essai de fatigue en flexion trois-points utilisé. C'est le même dispositif qui a servi aux essais dédiés à la détermination de l'indice de fragilité (BI). La confection, la géométrie et la conservation des éprouvettes sont inchangées. L'âge des éprouvettes au début des essais de fatigue est de 31 jours. Dans chaque essai, deux capteurs LVDT sont utilisés : le premier pour mesurer la flèche et le second pour mesurer l'ouverture de l'entaille. Pour surveiller la propagation de la fissure sur une face latérale de l'éprouvette, un vidéo-microscope est utilisé. Ce vidéo-microscope est équipé d'un objectif mobile avec une possibilité de grossissement de (x 25) à (x 175) (Figure IV-2(b)). Pour mémoire, Fanutza [Fanutza 04] et Tran [Tran 06] ont ainsi utilisé cet outil pour observer efficacement la propagation des fissures dans une configuration assez proche de celle mise en œuvre dans ce travail.

Les essais de fatigue sont pilotés en force selon un chargement de type sinusoïdal à la fréquence 5 Hz, le maximum possible avec le matériel disponible dans notre laboratoire. Il est

nécessaire d'avoir une fréquence d'acquisition suffisante pour pouvoir reconstituer un cycle de chargement, notamment identifier les points hauts et bas des cycles. Nous avons adopté la fréquence maximale du dispositif expérimental, à savoir une fréquence d'acquisition de 50 points par seconde. Cependant à cette fréquence et pour des raisons de taille de fichiers, les moyens disponibles n'autorisent l'acquisition des données durant tout l'essai de fatigue. Elle est fractionnée et un échantillonnage doit être réalisé au cours de l'essai.

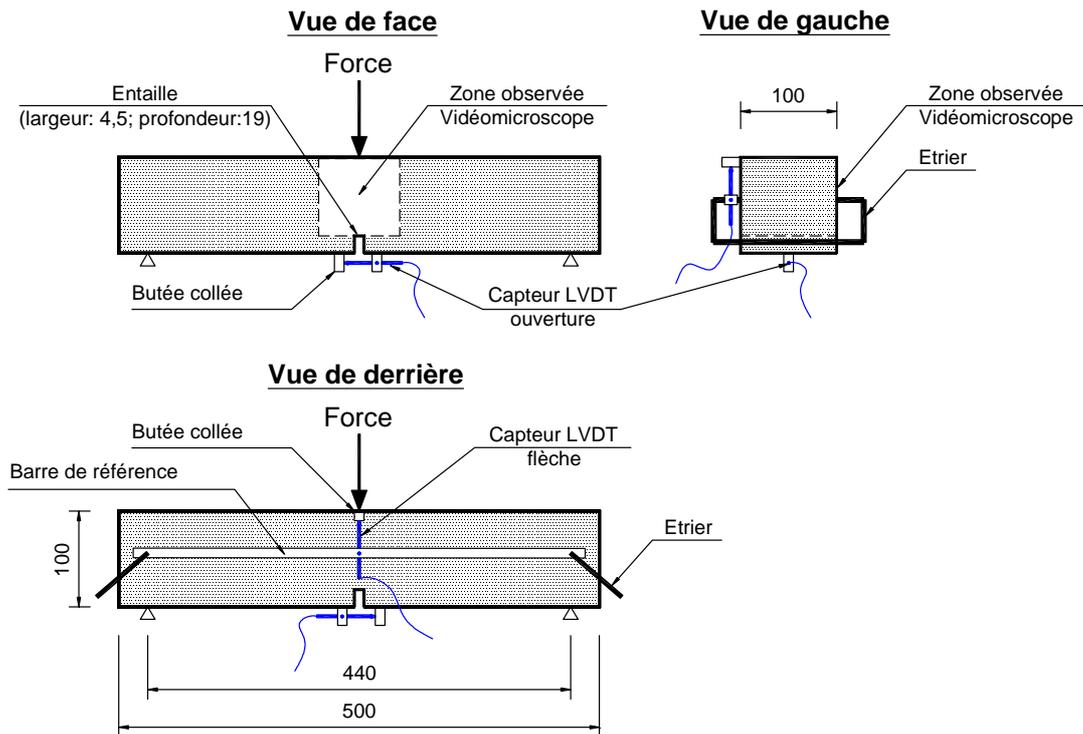


Figure IV-1 : Dispositif expérimental pour un essai de fatigue en flexion trois-points, dimension en millimètre.

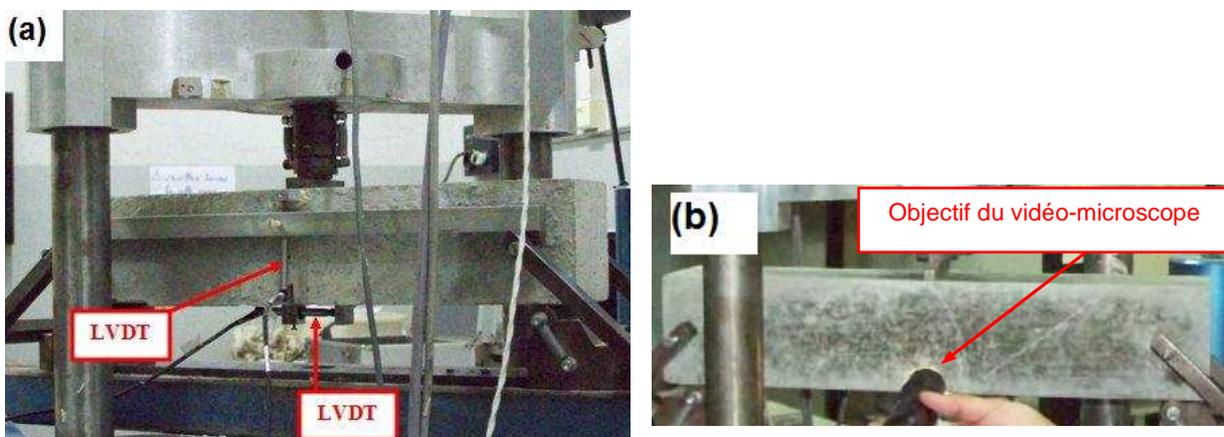


Figure IV-2 : Photographie d'une éprouvette et de son instrumentation (mesure de la flèche, de l'ouverture d'entaille et de la propagation de fissure) au cours d'un essai de fatigue en traction par flexion trois-points.

Dans tous les essais, la charge minimum F_{\min} dans un cycle a été maintenue constante et égale à 0,5 kN. S'agissant du taux de chargement et donc de la charge maximum dans un cycle, ils sont définis par rapport à la charge ultime F_u de l'éprouvette dans la même configuration mais lors d'un chargement monotone. Pour chacune des deux compositions, cinq essais monotones ont été préalablement réalisés et les valeurs ultimes moyennes sont présentées dans le Tableau IV-1. Les charges maximales (F_{\max}) correspondantes et appliquées dans le chargement de fatigue sont répertoriées au Tableau IV-2. La Figure IV-3 illustre la variation temporelle de la force dans l'essai de flexion en fatigue d'une éprouvette représentative. Pour les essais cycliques de chaque béton, nous utilisons trois éprouvettes pour chaque taux de charge.

Tableau IV-1 : Les charges de rupture de 5 éprouvettes, les valeurs moyennes (F_u) du B0GC et B40GC.

Béton	Charge de rupture de 5 éprouvettes					F_u moyenne (kN)	Dispersion (%)
	1	2	3	4	5		
B0GC	6,0	6,2	6,9	6,2	6,7	6,4	6,1%
B40GC	4,1	3,7	4,0	3,8	3,9	3,9	4,0%

Tableau IV-2 : Les charges maximales (F_{\max}) correspondantes à 65, 80 et 90% F_u du B0GC et B40GC.

Béton	F_u (kN)	F_{\max} (kN)		
		90 % F_u	80 % F_u	65 % F_u
B0GC	6,4	5,8	5,1	4,2
B40GC	3,9	3,5	3,1	2,5

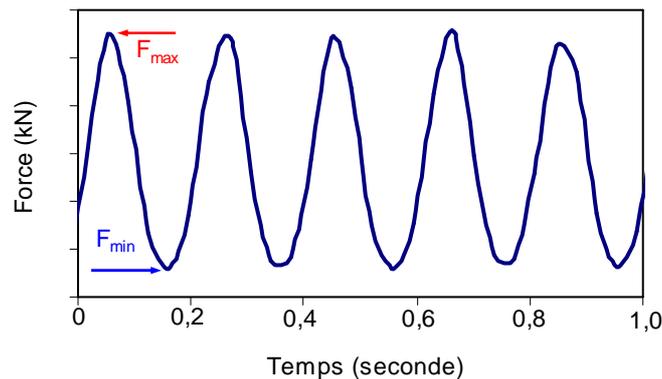


Figure IV-3 : Variation de la force lors de l'essai de fatigue en flexion.

IV.2.2. Résultats et discussions

IV.2.2.1. Durée de vie - Diagramme de Wöhler

La Figure IV-4 montre les courbes S-N correspondant aux résultats présentés dans le Tableau IV-3. On peut observer un fait universellement reconnu : sous l'action d'un chargement de fatigue, on peut provoquer la rupture du matériau alors que la contrainte appliquée est inférieure à la résistance du même matériau en chargement monotone.

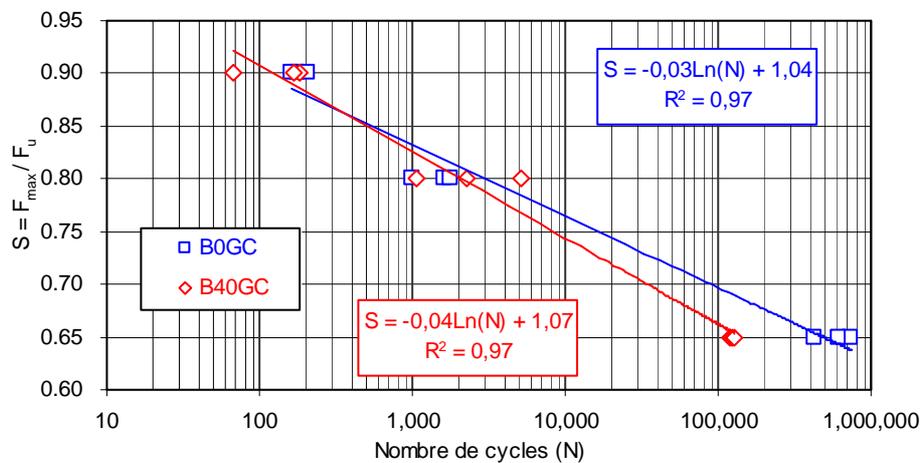


Figure IV-4 : Influence de la présence des G.C. sur la durée de vie – Diagramme de Wöhler.

Tableau IV-3 : Influence de la présence des G.C. sur la durée de vie pour des taux de charge différents.

No	$S = F_{max} / F_u$	Nombre de cycles à la rupture (N)	
		B0GC	B40GC
1	0,90	180	67
2	0,90	163	185
3	0,90	210	165
4	0,80	995	2.305
5	0,80	1.600	5.103
6	0,80	1.788	1.055
7	0,65	749.174	120.011
8	0,65	620.122	122.532
9	0,65	426.209	127.005

Dans les limites de nos essais, nos résultats sont situés dans la zone d'endurance limitée, autrement dit la rupture est atteinte après un nombre de cycles croissant quand le taux de contrainte diminue.

Les courbes tendances S.N. (la courbe Wöhler) où S représente le taux de charge et N est le nombre de cycles à la rupture de deux bétons sont représentées par les lois logarithmiques suivantes :

- ♦ B0GC : $S = -0,03\text{Ln}(N) + 1,04$ (coefficient de détermination $R^2 = 0,97$) ;
- ♦ B40GC : $S = -0,04\text{Ln}(N) + 1,07$ (coefficient de détermination $R^2 = 0,97$).

Les valeurs du Tableau IV-3 montrent que le nombre moyen de cycles à la rupture du B40GC (123.182 cycles) correspond à 0,2 de celui enregistré pour le B0GC (598.461 cycles) lorsque le taux de charge $S = 0,65$. Pour les cas où le taux de charge est élevé $S = 0,80$ et $0,90$, les proportions entre la durée de vie du B40GC et du B0GC sont respectivement de 1,93 et 0,75. La Figure IV-5 montre plus nettement qu'aux taux $S = 0,65$ et $0,90$ la durée de vie du B40GC est plus courte par rapport à celle du B0GC. Mais la situation est inversée pour un taux de chargement $S = 0,80$, ce qui nous empêche de tirer une conclusion générale quant aux effets de l'incorporation de GC.

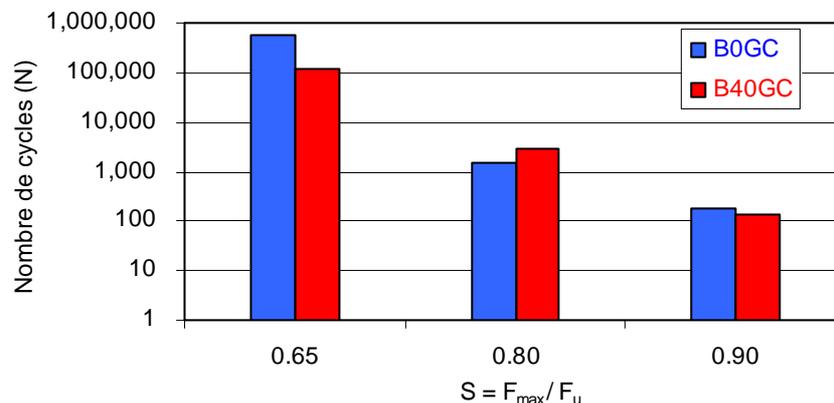


Figure IV-5 : Durée de vie en fonction du taux de chargement, effet de G.C. (comparaison du B0GC et du B40GC).

Le mécanisme majeur à l'origine de l'amorce de la fissure et qui conduit à la ruine dans un chargement de fatigue est intimement lié à la présence de défauts initiaux dans le composite. Les résultats présentés dans les chapitres précédents ont montré que la densité de défauts est plus importante en présence de granulats en caoutchouc. Cette affirmation peut être

facilement validée par la porosité nettement plus importante avec l'adjonction de G.C. et surtout par le défaut d'adhérence entre ces inclusions et la matrice cimentaire que nous avons souvent mentionné dans les chapitres précédents.

Enfin l'on notera que le chargement de fatigue réalisé est contrôlé en force. Or jusqu'à preuve du contraire, la performance améliorée par l'adjonction des G.C. est la capacité de déformation, alors que les résistances en compression, en traction ainsi que le module de rupture sont significativement réduits. On peut donc concevoir que s'il faut chercher un effet favorable des G.C. sous sollicitation de fatigue il faut les chercher dans un essai de fatigue asservi en déplacement. Grâce à ce type d'essais, nous espérons une analyse plus fine de l'effet des G.C. sur la durée de vie des bétons ainsi que sur la vitesse de propagation de fissure présentée dans les parties suivantes. Nous inscrirons ce type d'essais dans les perspectives de cette thèse. Néanmoins, on gardera en mémoire qu'ils requièrent un équipement qui pour le moment est inscrit dans les projets d'acquisition du laboratoire.

IV.2.2.2. Evolution de la longueur de fissure en fonction du nombre de cycles

Par longueur de fissure nous entendons la hauteur du ligament fissuré au dessus de l'entaille. Il s'agit donc d'une longueur projetée qui ne contient pas la nature tortueuse de la fissure. Il convient aussi de préciser que les valeurs présentées sont issues d'observations de la surface de l'éprouvette. Nous n'avons pas l'information quant au profil de la fracture dans le volume de l'éprouvette qui, comme l'a décrit [Turatsinze 96], est très complexe.

A titre de comparaison, les résultats obtenus sur un support à base de B0GC et de B40GC sont illustrés Figure IV-6. Seuls les taux de charge 65 et 80% ont été pris en considération, la durée de vie à un taux de charge de 90% étant très courte pour nous permettre les manœuvres nécessaires. Comme nous l'avons présenté précédemment, l'observation de la propagation de fissure sous sollicitation cyclique avec un vidéo-microscope est réalisée en cours d'essai sans arrêt de chargement. Chaque valeur correspond à une moyenne obtenue à partir de trois essais.

Avec un taux de charge $S = 0,65$, pour un nombre de cycles inférieur à 30.000 avec B40GC et inférieur à 20.000 avec B0GC nous assistons à une même évolution rapide de la fissuration. Par la suite, les courbes indiquent un ralentissement très net de la vitesse. Nous trouvons les

résultats identiques pour le cas $S = 0,80$. La pente des courbes est plus importante durant les 500 premiers cycles et la propagation des fissures devient plus stable après cette borne.

Dans ce genre d'essais, il est généralement observé une phase de propagation de fissure pratiquement stable, suivie d'une phase très courte, caractérisée par une vitesse de propagation élevée et conduisant à la ruine de l'éprouvette [Toumi 98]. Compte tenu du matériel utilisé pour suivre la propagation de la fissure et les conditions de sécurité, nous n'avons pas pris le risque de détecter la dernière phase avant la ruine.

Si l'on compare les deux compositions à la figure ci-dessous, nous pouvons constater que la vitesse de propagation de fissure du B40GC est plus importante que celle du B0GC au taux de charge faible ($S = 0,65$). Cependant, nous trouvons un autre résultat inverse avec le taux de charge plus élevé ($S = 0,80$).

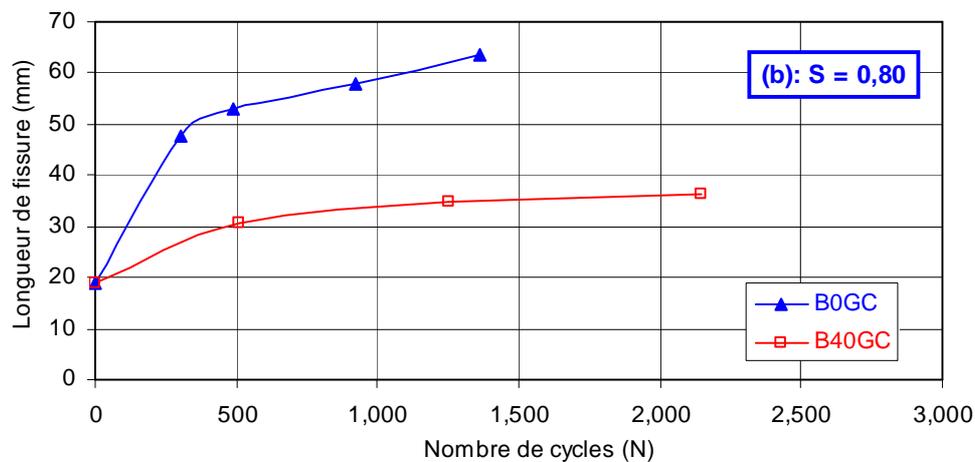
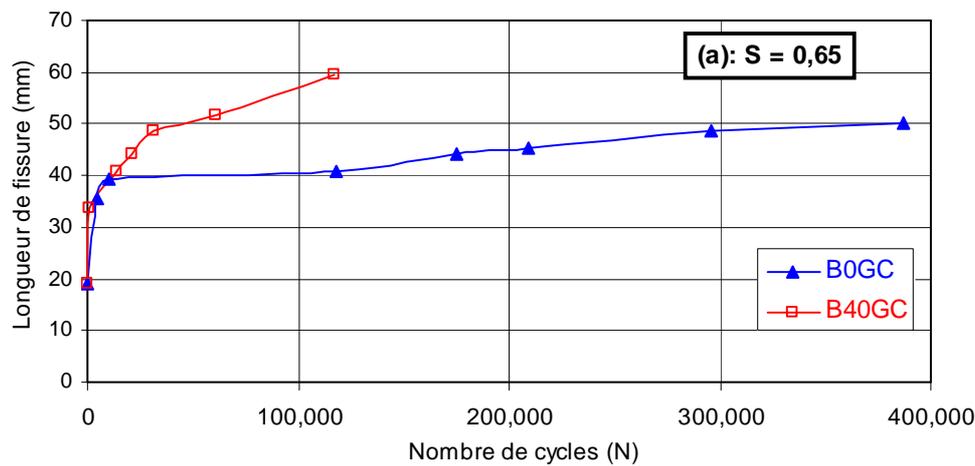


Figure IV-6 : Influence de G.C. sur la propagation de fissure avec $S = 0,65$ (a) et $0,80$ (b).

IV.2.2.3. Vitesse de propagation de fissure et application de la loi de Paris

➤ Vitesse de propagation de fissure

Dans la phase de propagation stable, il est couramment admis que les points expérimentaux sont distribués autour d'une droite. Une telle hypothèse revient à considérer que la vitesse de propagation de la fissure $V_a = da/dN$ est une constante (a : longueur de la fissure et N : le nombre de cycles). Les résultats obtenus avec une telle approche sont illustrés par la figure Figure IV-7. Quant aux différentes vitesses de propagation déduites, elles sont présentées dans le Tableau IV-4. Par ce tableau on peut confirmer que pour une composition donnée, la vitesse de propagation augmente avec le taux de chargement. Par contre le croisement des informations ne permet pas de dégager une tendance quant à l'influence des G.C., les résultats étant contradictoire entre les deux taux de chargement étudiés.

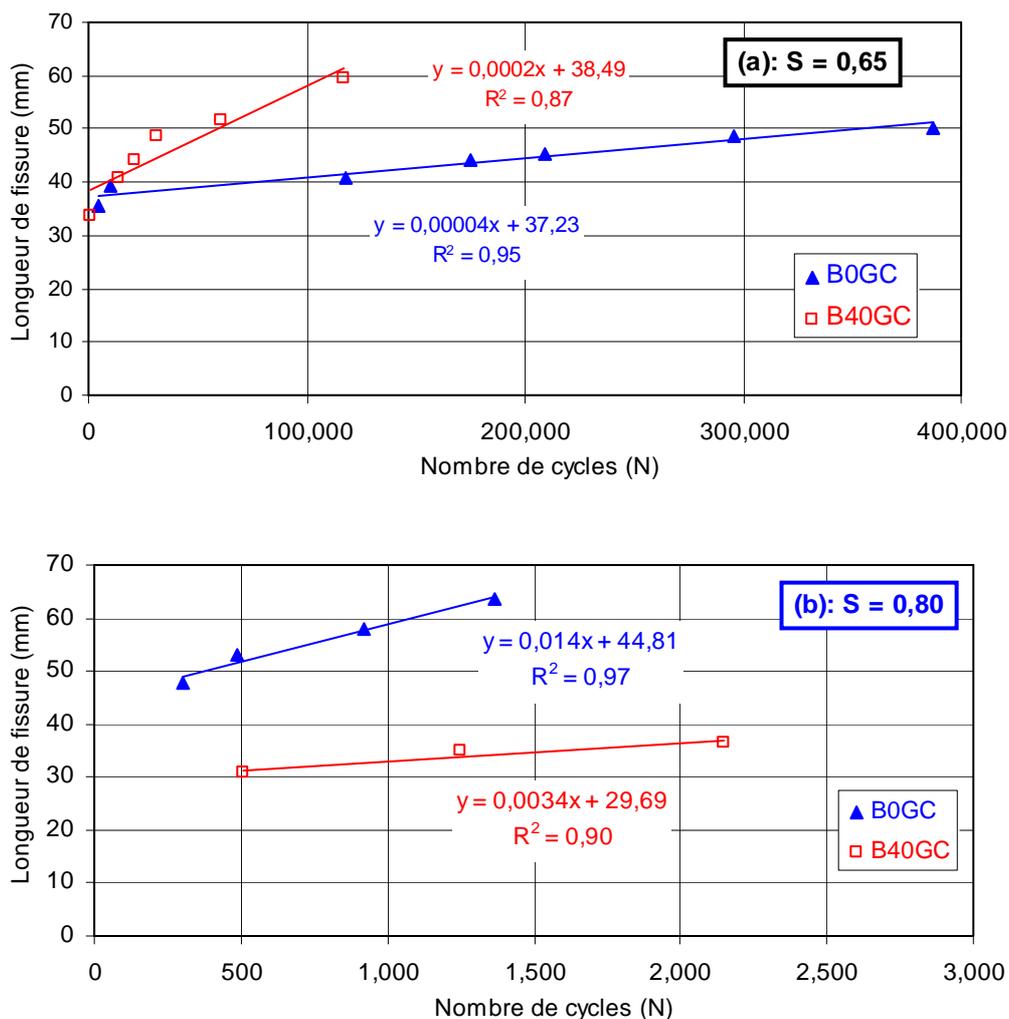


Figure IV-7 : Droites de régression linéaire de la propagation de fissure du B0GC et du B40GC.

Tableau IV-4 : Vitesse de propagation par régression linéaire.

Taux de charge, S	da/dN (µm/cycle)	
	B0GC	B40GC
0,65	0,04	0,20
0,80	14,00	3,40

➤ **Loi de Paris**

Pour modéliser la propagation de fissure de fatigue dans le cas des structures métalliques, Paris et Erdogan [Paris 63] ont proposé une loi généralement connue sous la dénomination de la loi de Paris (IV-1). Cette loi est établie sur la base des essais pour lesquels les vitesses de propagation de fissure apparaissent comme des fonctions de la variation du facteur intensité de contrainte conformément à la relation ci-dessous.

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K_I)^m \quad (IV-1)$$

Où :

- + $\frac{da}{dN}$ est la vitesse de propagation de la fissure ;
- + ΔK_I est la variation du facteur d'intensité de contrainte en mode I au cours du cycle (définie par $\Delta K_I = K^{\max} - K^{\min}$). Le facteur K est fonction de l'effort appliqué et de la géométrie du défaut. Les facteurs K^{\max} et K^{\min} sont donc les valeurs correspondantes aux efforts maximal et minimal au cours du même cycle ;
- + C et m sont deux constantes qui dépendent du matériau.

Plus tard d'autres auteurs (Bažant et Xu [Bažant 91], Bažant et Schell [Bažant 93]) se sont penchés sur cette loi en particulier sur un effet de la taille des éprouvettes. Ils sont arrivés à la conclusion selon laquelle il apparaît un effet d'échelle que l'on peut prendre en compte à travers le facteur intensité de contrainte critique K_{IC} suivant la relation ci-dessous :

$$\frac{da}{dN} = C \left(\frac{\Delta K_I}{K_{IC}} \right)^m \quad (IV-2)$$

Nous confrontons les résultats obtenus dans le paragraphe précédent à la loi de Paris suivant deux formules (IV-1) et (IV-2). La formule de Brown, W. E. et Strawly [Brown 67] est utilisée afin de calculer le facteur d'intensité de contrainte :

$$K_I = \frac{3Fl\sqrt{a}}{2bh^2} \Psi\left(\frac{a}{h}\right)^m \quad (\text{IV-3})$$

$$\Psi\left(\frac{a}{h}\right) = 1,93 - 3,07\left(\frac{a}{h}\right) + 14,53\left(\frac{a}{h}\right)^2 - 25,11\left(\frac{a}{h}\right)^3 + 25,8\left(\frac{a}{h}\right)^4$$

Où : l est la distance entre 2 appuis, en millimètre ;

b, h sont la largeur et la hauteur d'éprouvette, en millimètre ;

a est la longueur de la fissure (profondeur d'entaille comprise), en millimètre.

Le facteur d'intensité de contrainte critique K_{IC} est déterminé par la force de rupture F_u et la longueur de fissure a est obtenue à partir de l'essai statique. La représentation de da/dN en fonction de ΔK_I ou de $\Delta K_I/K_{IC}$ (Figure IV-8) permet de déduire les valeurs des coefficients qui interviennent dans la loi de Paris. Comme il est d'usage (Bažant et Xu [Bažant 91]) les coefficients m et C ainsi déterminés sont consignés dans le Tableau IV-5.

Si on fait abstraction des limites de l'interprétation que l'on peut déduire de deux valeurs issues de ce genre d'essais de fatigue et dont nous avons parfaitement conscience, on peut constater que le coefficient m du béton incorporant des G.C. est négatif tandis que celui du béton de référence est positif comme il a toujours été trouvé positif dans différents travaux mettant en jeu la loi de Paris (Paris [Paris 63], Bažant et Xu [Bažant 91], Bažant et Schell [Bažant 93], Liang et Zhou [Liang 97] et Toumi [Toumi 98]). La genèse du signe négatif du coefficient m associé aux bétons incorporant des G.C. correspond à la chute de la vitesse de propagation de la fissure lorsque le taux de chargement augmente. C'est une tendance que nous avons observée mais qui demeure surprenante. Il conviendra de multiplier les essais notamment avec des taux d'incorporation en G.C. différents avant de tirer une conclusion définitive vis-à-vis de cette singularité du béton incorporant des G.C.

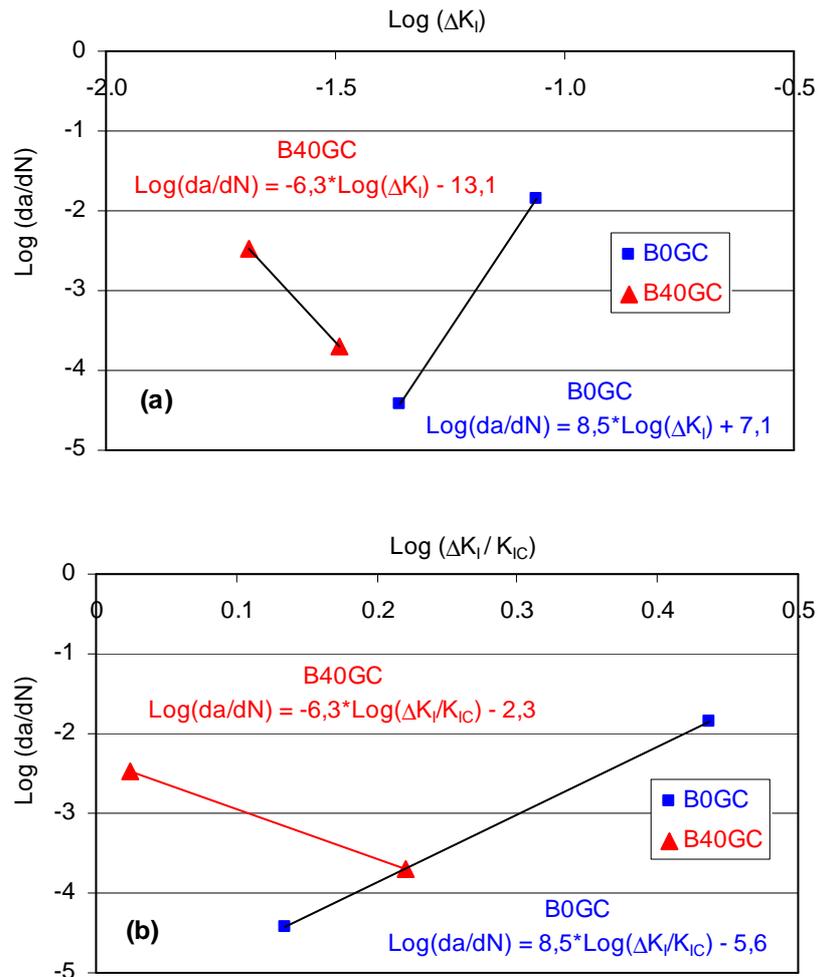


Figure IV-8 : Cinétique de propagation de fissure et loi de Paris.

Tableau IV-5 : Valeurs des coefficients de la loi de Paris.

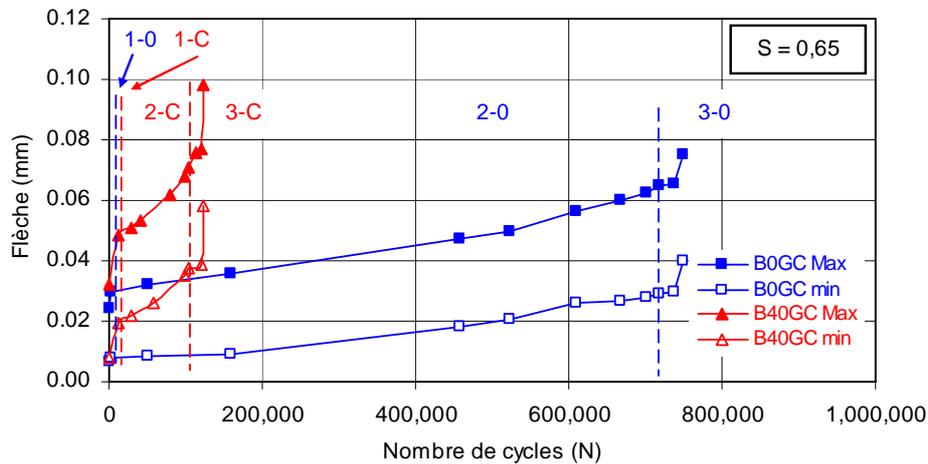
Formule	B0GC		B40GC	
	m	log C	m	log C
IV-1	8,5	7,1	-6,3	-13,1
IV-2	8,5	-5,6	-6,3	-2,3

IV.2.2.4. Evolution de la flèche et de l'ouverture de fissure en fonction du nombre de cycles

La propagation de la fissure peut être aussi analysée par le biais de la flèche et de l'ouverture de l'entaille en fonction du nombre de cycles. Pour chaque taux de charge, les valeurs correspondant aux bornes maximales et minimales du chargement cyclique ont été

enregistrées et le résultat est illustré par les Figure IV-9 et Figure IV-10 pour le B0GC et B40GC respectivement. En s'inspirant des observations de Pons [Pons 82], on peut distinguer trois phases caractéristiques de l'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure. Pour faciliter la lecture de ces figures, chaque phase est désignée par la nomenclature X-0 et X-C, où X est le numéro de la phase tandis que 0 et C représentent les bétons de référence et béton incorporant des G.C. A titre d'exemple, 2-0 et 2-C sont respectivement les phases 2 du B0GC et B40GC.

La phase 1 est celle d'une évolution rapide des flèches et des ouvertures de fissures. On observe ensuite une phase 2 de stabilisation où la vitesse de déformation diminue significativement suivie d'une troisième phase de croissance rapide précédant la rupture. Pons [Pons 82] rapporte la conclusion de Raithby et Galloway [Raithby 74] selon laquelle le passage de la phase 2 à la phase 3 a lieu à environ 80% de la durée de vie du matériau, c'est-à-dire à un niveau d'endommagement avancé du béton. On constate qu'un tel découpage, qui a été aussi proposé par d'autres auteurs comme Redjel [Redjel 95], Toumi [Toumi 98] et Pindado et al. [Pindado 99], peut être préconisé pour le béton incorporant des G.C. Pour le reste, compte tenu de nos résultats, nous n'avons pas pu faire une lecture de l'incidence des G.C. sur l'évolution de la flèche et de l'ouverture de la fissure en fonction du nombre de cycles et du taux de chargement.



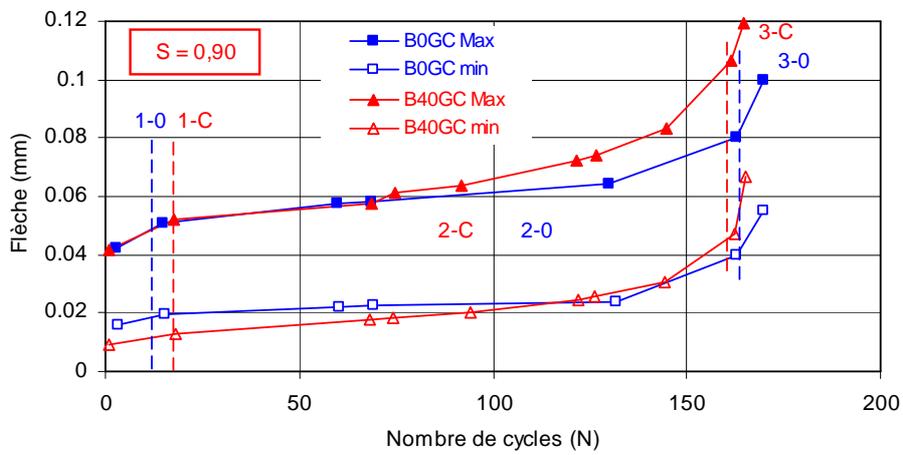
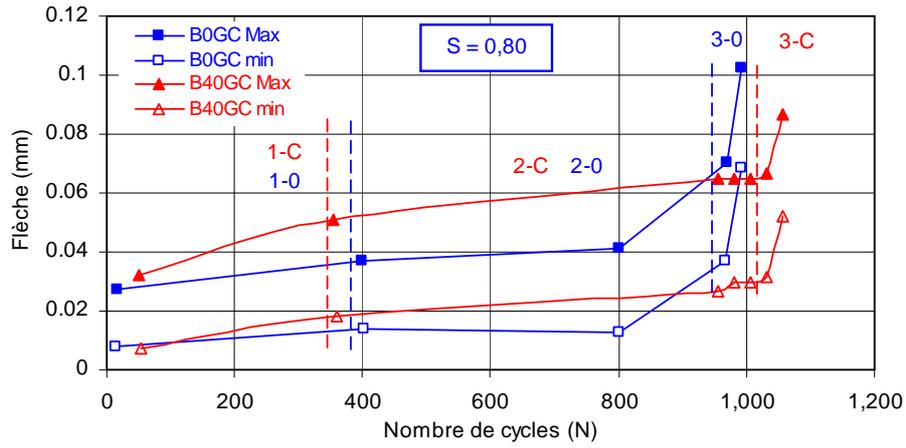
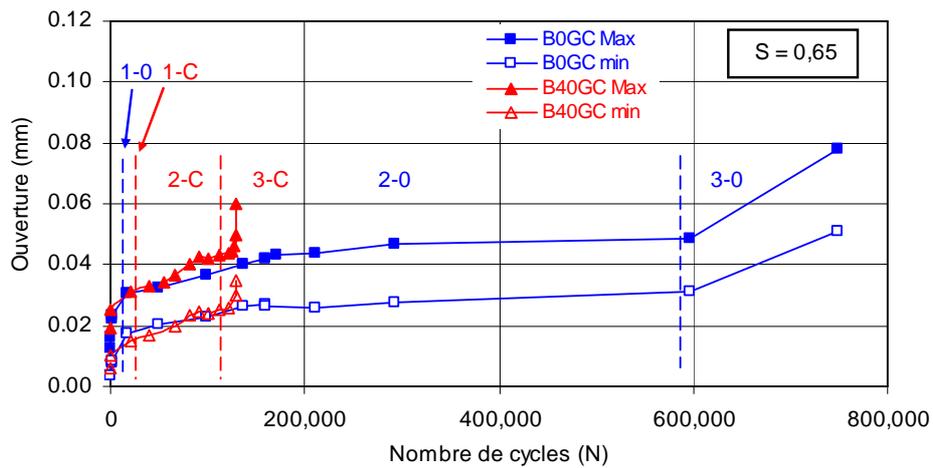


Figure IV-9 : Evolution de la flèche en fonction du taux de chargement.



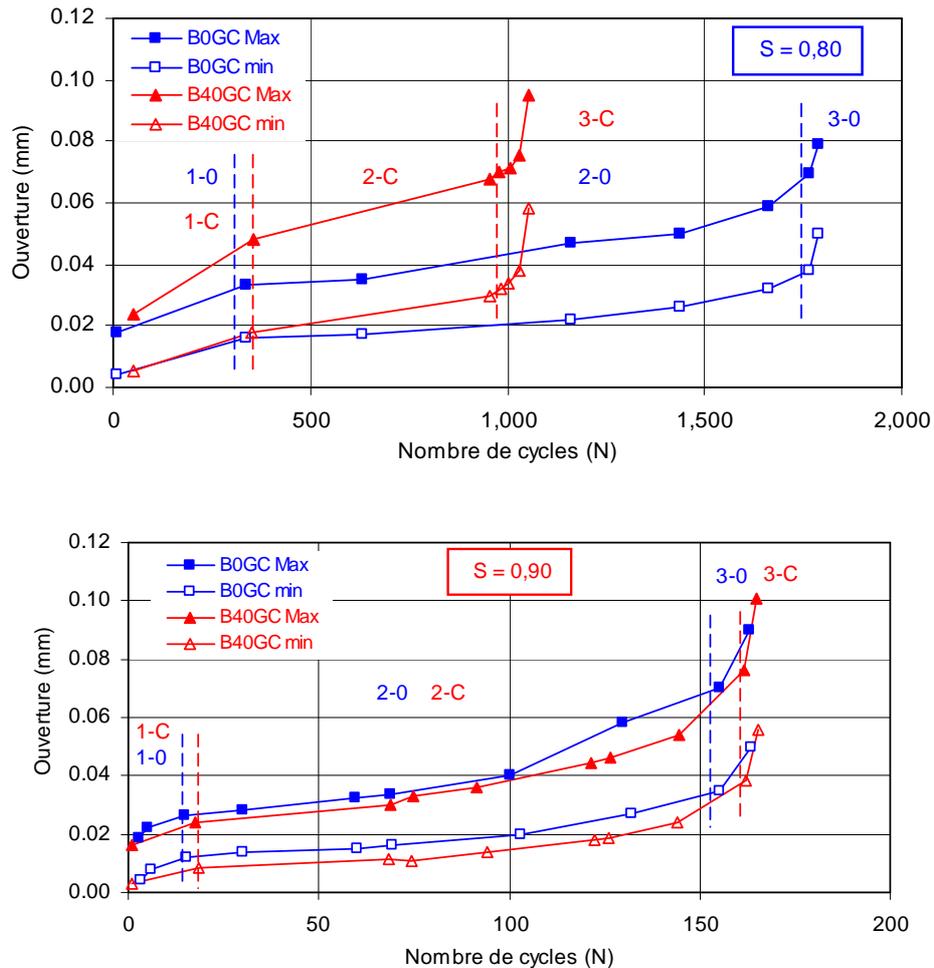


Figure IV-10 : Evolution de l'ouverture de fissure en fonction du taux de chargement.

IV.2.2.5. Du critère de rupture sous sollicitation monotone et sous chargement de fatigue

La Figure IV-11 permet de comparer l'évolution de la flèche maximale sous sollicitation cyclique à celle sous chargement monotone du B0GC et du B40GC avec un taux de charge $S = 0,65$. Le résultat montre clairement que l'essai statique définit un critère de rupture en termes de déformation pour les essais cycliques. Cette unicité du critère de rupture en déformation sous chargement monotone et sous chargement de fatigue, mise en lumière par Hordijk [Hordijk 91] et Toumi [Toumi 98], est confirmée pour le béton incorporant des G.C. On notera que la capacité de déformation du béton intervient dans ce critère de rupture. La flèche critique définissant ce critère est plus élevée dans le composite incorporant des G.C., un résultat qui ne surprendra pas si on s'appuie sur les résultats présentés dans les chapitres précédents.

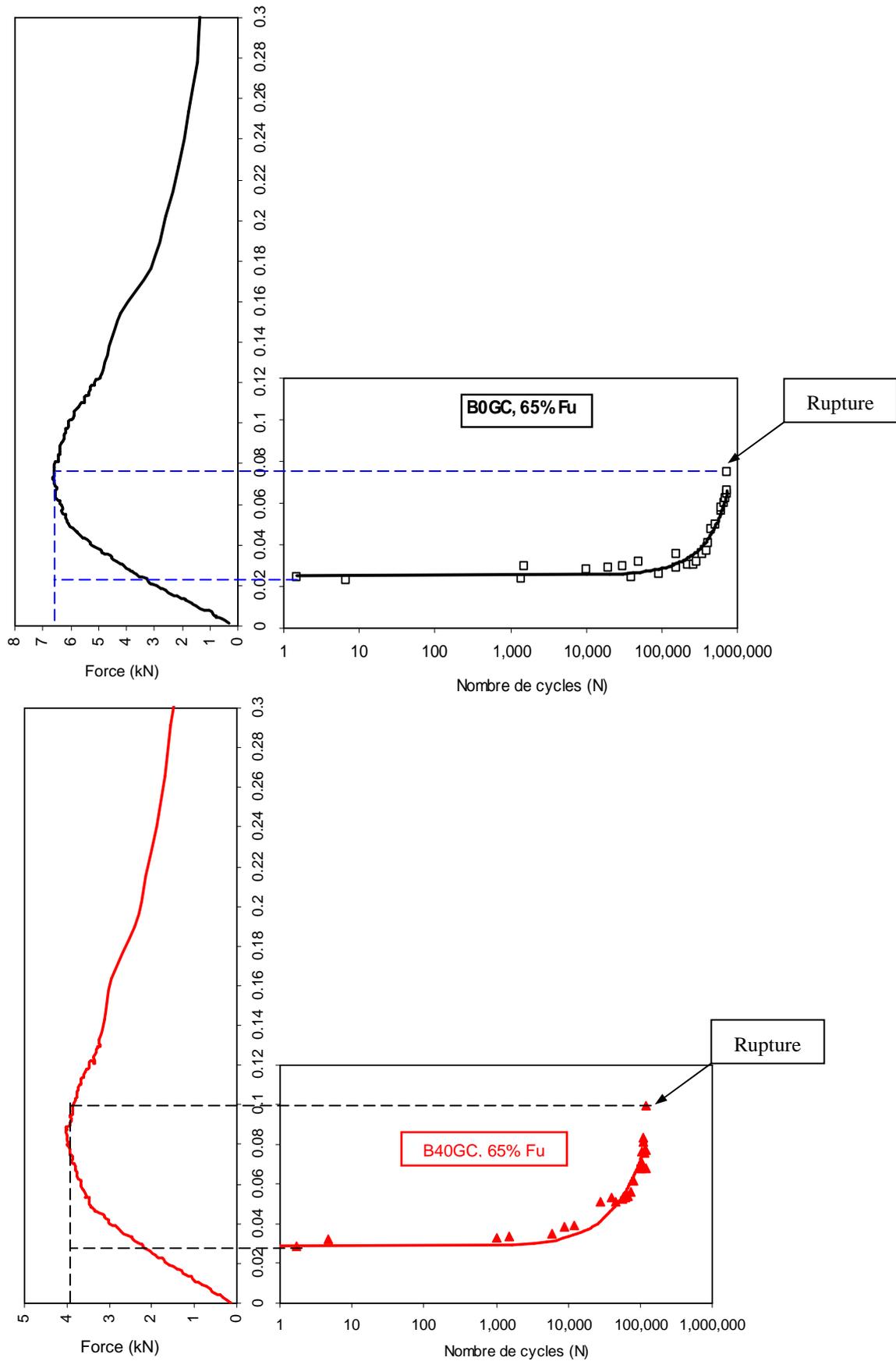


Figure IV-11 : Pour une composition donnée, unicité du critère de la rupture sous chargement monotone ou sous sollicitation de fatigue : cas du B0GC et B40GC avec $S = 0,65$.

IV.3. PERFORMANCE DU BIGC

Dans le chapitre 1 dédié à la synthèse bibliographique, nous avons présenté la structure d'une chaussée rigide. Dans ce genre d'éléments, les matériaux travaillent en flexion sous les sollicitations du trafic et les désordres sont généralement dus à un excès de contraintes de traction. La résistance en traction et le module d'élasticité du matériau sont les principaux paramètres qui régissent la durabilité de telles applications. Pour quantifier l'influence de ces deux paramètres, on fait appel à un facteur appelé Indice de Qualité Elastique (IQE). Si on considère une structure bi-couche type dont la couche supérieure est constituée du matériau étudié, l'IQE du matériau est l'épaisseur nécessaire "h" de cette couche pour des conditions de charge et de durée de vie bien définies [LCPC 83].

On peut donc comparer les IQE des différents matériaux pour avoir immédiatement une information pratique sur la qualité du matériau pour son utilisation routière. Plus l'IQE est faible plus l'épaisseur de matériau nécessaire est faible et on peut alors dire que ce matériau est de meilleure qualité. Un module d'élasticité faible et une résistance en traction élevée est un couplage parfait pour un IQE faible. Malheureusement cet idéal qu'est un module d'élasticité faible et une résistance à la traction élevée est contre nature. Qu'on ne s'y trompe pas et les relations empiriques couramment utilisées sont là pour le rappeler, en réalité, les matériaux qui ont des résistances plus élevées sont ceux qui présentent des modules d'élasticité plus importants et inversement. On comprend donc que la valeur optimale d'un IQE doit répondre à un compromis dans lequel la résistance à la traction et le module d'élasticité offrent une synergie positive.

Les résultats du chapitre 3 indiquent des chutes du module d'élasticité ainsi que de la résistance en traction du BIGC. Pour mesurer le potentiel du composite dans les applications à grande surface sur terre-plein comme les chaussées, nous avons eu recours à l'IQE pour quantifier la performance.

La Figure IV-12 présente la détermination de l'IQE conformément à une directive en vigueur [LCPC 83]. Pour faciliter la lecture de cette figure, chaque composite est désigné par la nomenclature X%Y, où X est le taux d'incorporation de G.C. tandis que Y est la température de cure. A titre d'exemple, 20%40 identifie sur le diagramme l'IQE du B20GC à 40°C.

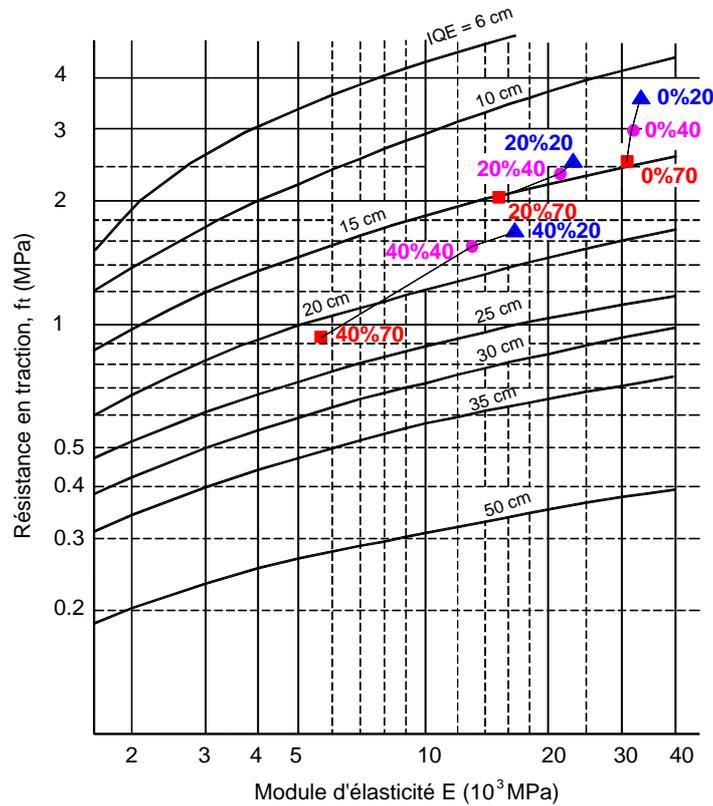


Figure IV-12 : Détermination de l'IQE.

La Figure IV-13 ainsi que le Tableau IV-6 indiquent les effets combinés des G.C. et de la température sur l'IQE. Dans le Tableau IV-6, E est le module d'élasticité en compression tel que présenté dans le chapitre 3, tandis que f_t est la résistance en traction directe qui est calculée à partir de la résistance en traction par fendage (f_{ct}) suivant la formule prescrite par le guide technique [LCPC 94] :

$$f_t = 0,8 f_{ct}$$

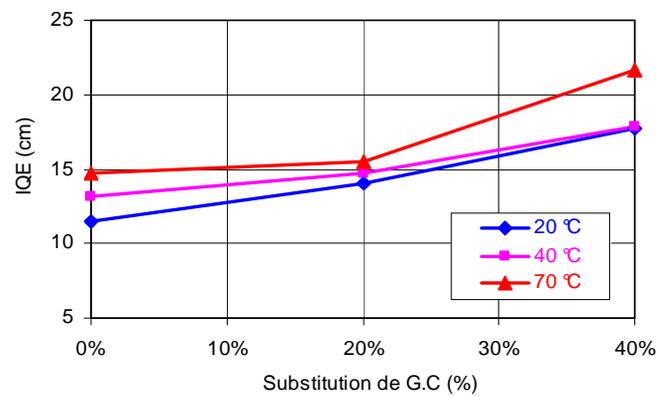


Figure IV-13 : Influence de l'incorporation des G.C. et de la température sur l'IQE.

Tableau IV-6 : Effet combiné des G.C. et de la température sur l'IQE.

Béton	20°C		40° C		70° C		IQE (cm)		
	E (MPa)	f _t (MPa)	E (MPa)	f _t (MPa)	E (MPa)	f _t (MPa)	20°C	40°C	70°C
B0GC	34.100	3,6	31.800	3,0	30.400	2,6	11,5	13,2	14,7
B20GC	23.500	2,6	22.100	2,4	15.000	2,1	14,0	14,7	15,0
B40GC	16.600	1,7	13.100	1,5	5.700	0,9	17,7	17,9	21,7

Les résultats obtenus montrent que pour une performance donnée, l'épaisseur de béton nécessaire augmente avec l'augmentation du taux de G.C. ou de la température, la combinaison des deux amplifiant la variation.

Pour mémoire, nous signalerons que Mathias [Mathias 05] a aussi observé une augmentation de l'IQE lorsque l'on évalue la possibilité de valoriser des fraisats d'enrobé dans le béton.

Malgré l'augmentation de l'IQE avec l'adjonction des G.C., on peut constater que dans les limites des taux d'incorporation mis en œuvre dans notre étude, l'IQE reste contenu dans les bornes 14,0 - 21,7 cm. Rappelons l'étude réalisée par Sedran et al. [Sedran 04] dont la plage d'IQE des mélanges granulaires traités au liant hydraulique incorporant des cendres volantes issues de l'incinération des déchets solides ménagers (MSWFA) est de 17,3 - 21,8 cm. Dans leur recherche, ces mélanges sont utilisés pour la couche de base de 20 cm d'épaisseur d'une chaussée destinée au trafic de 60 poids lourds par jour. Les observations obtenues après un an dans les conditions réelles d'exploitation indiquent que cette valeur d'IQE est satisfaisante. En se basant sur les résultats de Sedran et al., nous avons les raisons de penser que les BIGC peuvent être envisagés dans l'application chaussée.

Le guide technique [LCPC 94] classe la performance mécanique des matériaux traités aux liants hydrauliques selon les valeurs, à 360 jours, de la résistance en traction directe R_{t360} et du module sécant E_{360} . Pour essayer de se positionner par rapport à ce document de référence, nous avons décidé d'utiliser, en première approximation les caractéristiques des matériaux à 28 jours (résultats exposés dans le chapitre 3). La classe de performance mécanique des trois bétons B0GC, B20GC et B40GC ainsi obtenue est alors illustrée à la Figure IV-14.

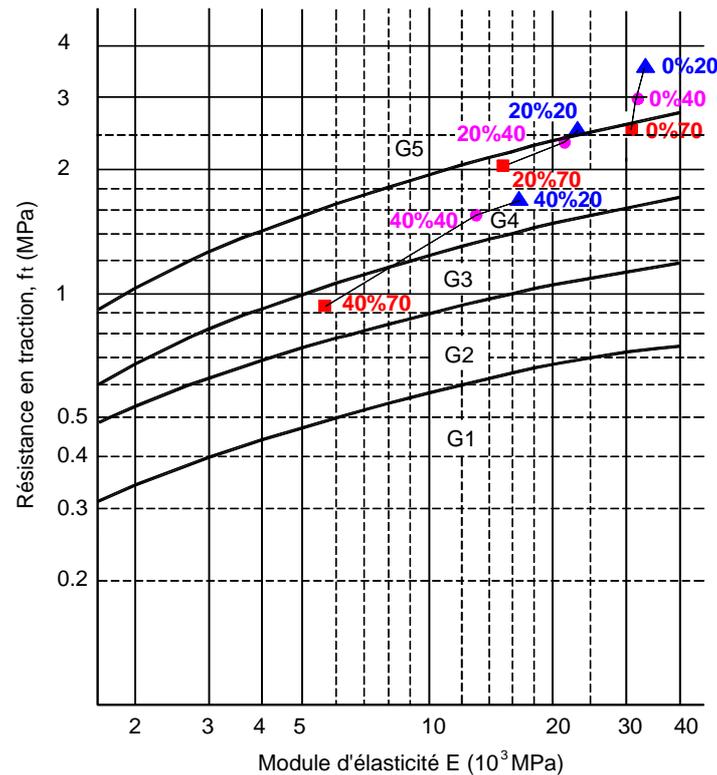


Figure IV-14 : Influence de l'adjonction de G.C. et de la température sur la classe de performance mécanique du BIGC.

On peut remarquer que pour des températures comprises entre 20 °C et 70 °C, la plupart des bétons sont classés G4 ou G5, seul le B40GC à 70 °C peut être classé G3. Or s'agissant de couches de base de chaussées à moyen et fort trafic (T supérieur à T3), ce guide prescrit l'utilisation des matériaux traités aux liants hydrauliques de classe G2 et supérieures. Pour dire que dans les limites des taux d'incorporation en G.C. testées, les BIGC étudiés peuvent être envisagés dans cette application.

Objectivement, si on se réfère au Tableau IV-6, 21,7 cm d'épaisseur requise avec un B40GC à 70 °C est une valeur plus importante que celle du béton de référence (14,7 cm). Nous tenons à faire remarquer que cette valeur élevée du B40GC reste contenue dans les limites d'épaisseurs de couches de chaussées [LCPC 94] : pour les chaussées en béton de ciment, la couche de base a généralement une épaisseur comprise entre 15 à 40 cm.

Si on se réfère au guide [LCPC 94] qui classe les bétons suivant la valeur de la résistance en traction par fendage à 28 jours, à 70 °C le B20GC et le B40GC sont de classes 4 et 1 respectivement. Le B20GC est donc mieux indiqué pour la réalisation d'une couche de base

de chaussées de trafic T supérieur à T3. Si à cette température excessive de 70°C le B40GC semble disqualifié, ce composite se retrouve dans les classes 2 ou 3 dans la plage de températures 20°C-40°C dans laquelle il peut donc servir comme matériau de fondation pour les chaussées en béton de ciment.

IV.4. MODELISATION ANALYTIQUE DU MODULE D'ELASTICITE

IV.4.1. Introduction

L'un des objectifs principaux que nous nous sommes fixés au début de ce programme de thèse était de mettre au point, à partir des lois de mélange, un outil permettant de prédire le module d'élasticité du béton en fonction du taux d'incorporation de G.C.

Nous proposons donc, dans cette dernière partie de ce manuscrit, de passer en revue les méthodes les plus couramment utilisées pour répondre à cet objectif à savoir les "bornes" de Hill [Hill 63], les bornes de Hashin-Shtrikman (BHS) [Hashin 63], le modèle sphère composite de Christensen-Lo [Christensen 86] et le modèle de Topçu [Topçu-2, 97]. Ces modèles permettent des encadrements de propriétés (dans notre cas le module d'élasticité) à partir de la seule connaissance des propriétés des phases des constituants et leurs fractions volumiques respectives.

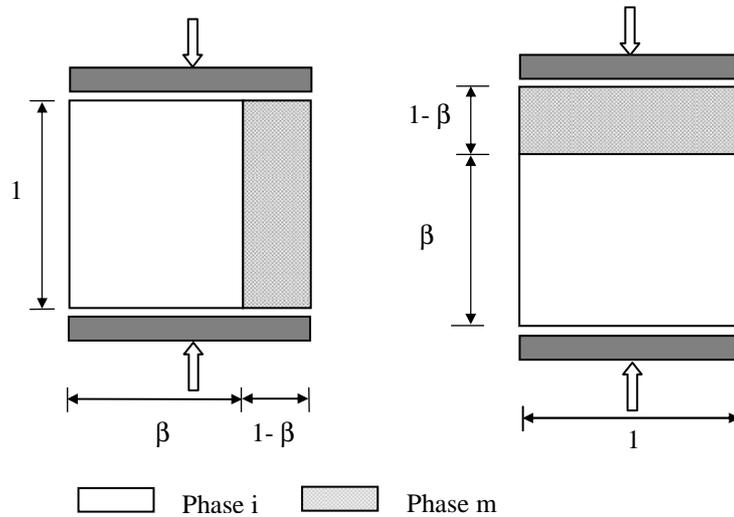
On peut noter qu'il existe également d'autres schémas usuellement considérés pour les milieux à microstructure aléatoire, tels que le schéma dilué [Eshelby 57], le modèle autocohérent [Budiansky 65] et le modèle Mori-Tanaka [Mori 73]. Ces derniers fournissent une estimation des propriétés du composite, tel le module d'élasticité, en s'appuyant sur la solution fournie par Eshelby [Eshelby 57] au problème d'une inclusion inhomogène ellipsoïdale. Nous n'aborderons pas ces schémas par la suite car peu adaptés au matériau étudié : le schéma dilué considère de faibles fractions volumique d'inclusions, le modèle autocohérent est adapté à des morphologies polycristallines, enfin le modèle de Mori-Tanaka surestime le comportement pour des matériaux constitués d'inclusions à faible module d'élasticité. Seuls les schémas de Hill, de Hashin-Shtrikman (BHS), de Christensen-Lo et de Topçu feront l'objet d'une étude comparative entre les données expérimentales du module d'élasticité et la modélisation.

Les granulats spéciaux tels les G.C. possèdent les propriétés nettement différentes par rapport aux autres phases solides au sein du matériau. A une échelle suffisamment petite, ce composite à base cimentaire est considéré donc comme hétérogène. Pour que l'on puisse approcher ce matériau, nous pouvons logiquement proposer une schématisation ou définir un volume élémentaire représentatif (V.E.R). Le V.E.R est attribué comme un milieu homogène équivalent contenant toutes les informations pertinentes sur les hétérogénéités mécaniques et morphologiques des constituants du composite. Nous trouvons globalement que le BIGC contient trois phases solides de constituant : matrice cimentaire, granulat naturel et granulat en caoutchouc. Cependant, dans notre première démarche nous proposons un V.E.R constitué de deux phases : la matrice (matrice cimentaire et granulats naturels) et les granulats en caoutchouc. On considère établie la règle de séparation des échelles. La taille caractéristique D du V.E.R reste suffisamment petite par rapport à la dimension caractéristique de la structure L (à savoir l'éprouvette cylindrique dans notre cas) et grande par rapport à la taille des constituants d (les gravillons considérés comme le constituant dont la taille est la plus élevée). Nous avons enfin $d \ll D \ll L$.

IV.4.2. Des modèles analytiques couramment utilisés

IV.4.2.1. Modèles de Hill

Hill [Hill 63] considère les matériaux en 2 phases : l'inclusion et la matrice. Pour encadrer les propriétés de ces matériaux réels, il propose deux modèles parallèle et série représentés sur la Figure IV-15 qui correspondent aux "bornes" supérieure et inférieure respectivement. Les bornes de Hill qui sont surtout célèbres pour leur simplicité sont aussi à l'origine de modèles classés dans la catégorie des modèles parallèle-série avec de nombreuses applications pour le béton.



Modèle parallèle ("borne" supérieure) Modèle série ("borne" inférieure)

Figure IV-15 : Représentation schématique des modèles de Hill, [Hill 63].

Pour exploiter les deux modèles ci-dessus deux hypothèses sont retenues :

- Pour le modèle parallèle, on fait l'hypothèse que la déformation, homogène en tous points du solide, est égale à la déformation moyenne.
- Pour le modèle série, on fait le même calcul, mais en supposant que les contraintes sont homogènes dans toutes les phases, ce qui implique que la contrainte est égale en tous points à la contrainte moyenne.

S'agissant du module d'élasticité, si on considère E_i et E_m comme les modules des deux phases i et m respectivement :

Modèle parallèle ("borne" supérieure) :
$$E_{\text{sup}} = \beta E_i + (1 - \beta) E_m \quad (\text{IV-4})$$

Modèle série ("borne" inférieure) :
$$\frac{1}{E_{\text{inf}}} = \frac{\beta}{E_i} + \frac{1 - \beta}{E_m} \quad (\text{IV-5})$$

Ces modèles peuvent être adaptés pour prédire les valeurs enveloppées du module d'élasticité de matériaux composites. A titre d'exemple on peut signaler les expressions (IV-6) et (IV-7) obtenues par Filho et al. [Filho 99] pour estimer le module d'élasticité du composite cimentaire incorporant des fibres de sisal.

Modèle parallèle :

$$\frac{E_{\text{sup}}}{E_m} = \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) + \left(\frac{E_f}{E_m} \times \frac{V_f}{V_c}\right) \quad (\text{IV-6})$$

Modèle série :

$$\frac{E_m}{E_{\text{inf}}} = \left(\frac{E_m}{E_f} \times \frac{V_f}{V_c}\right) + \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \quad (\text{IV-7})$$

Où : E_{sup} , E_{inf} , E_m , E_f sont les valeurs supérieure et inférieure du module du composite, les modules de la matrice et de la fibre respectivement ;

V_c , V_f sont les proportions volumiques du composite et de la fibre.

Si l'on considère V_r , V_m et E_r , E_m comme les proportions volumiques et les modules d'élasticité de la phase G.C. et matrice cimentaire les expressions (IV-4) et (IV-5), peuvent se mettre sous les formes suivantes.

“Borne” supérieure :

$$E_{\text{sup}} = E_m V_m + E_r V_r \quad (\text{IV-8})$$

“Borne” inférieure :

$$\frac{1}{E_{\text{inf}}} = \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_r}{E_r} \quad (\text{IV-9})$$

IV.4.2.2. Modèle de Topçu

Topçu et Avcular cités par [Topçu-2 97] ont réalisé une étude sur la détermination du module d'élasticité du béton incorporant des granulats en caoutchouc à partir des modules élastiques des différentes phases. Dans ce programme, ils ont considéré le béton comme un matériau à trois phases, composé de mortier, granulat naturel et granulat en caoutchouc. Un modèle rhéologique le plus simple est proposé illustrant la dispersion des granulats naturels (gravillons) dans une matrice de mortier qui se placent entre deux bornes parallèle et série. Ces modèles de cellule unitaire sont présentés à la Figure IV-16.

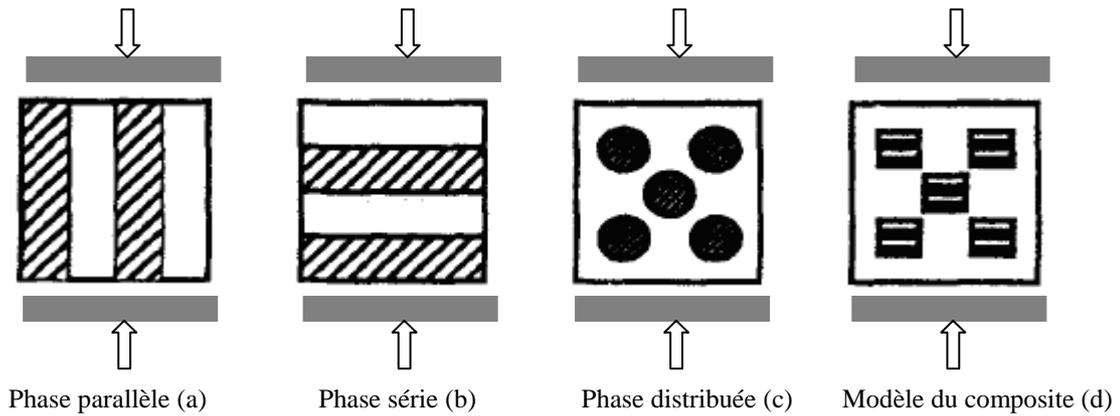


Figure IV-16 : Modèles de cellule unitaire, [Topçu-2, 97].

Ces auteurs proposent les formules suivantes pour caractériser les modèles :

Le modèle de phases en parallèle : $E_c = E_m V_m + E_a V_a$ (IV-10)

Le modèle de phases en série : $\frac{1}{E_c} = \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_a}{E_a}$ (IV-11)

Le modèle de phase distribuée (gravillons dispersés dans la matrice) :

$$E_c = E_m \frac{1 + 2V_a \left(\frac{\alpha-1}{\alpha+2}\right)}{1 - V_a \left(\frac{\alpha-1}{\alpha+2}\right)} \quad (IV-12)$$

avec $\alpha = \frac{E_a}{E_m}$

Où : E_c , E_m et E_a sont les modules d'élasticité du composite, de la matrice et du gravillon, respectivement ;

V_m , V_a sont les proportions volumiques de la phase matrice et de la phase gravillon, respectivement.

Pour déterminer le module d'élasticité du béton incorporant des G.C., les auteurs considèrent d'abord que les gravillons et G.C. sont en phase série. Ensuite, lorsque ces deux granulats sont mélangés avec le mortier ils s'accordent avec la loi de la phase distribuée. Par conséquent, le module d'élasticité de la phase série E_{ar} (gravillons et G.C.) dans le composite est obtenu grâce à la relation (IV-11) précédente :

$$E_{ar} = \frac{E_a E_r}{E_r V_a + E_a V_r} \quad (IV-13)$$

Où : E_{ar} , E_r sont les modules d'élasticité respectivement de la phase série (gravillon et G.C.) et des G.C.

V_r est la proportion volumique des G.C.

A partir des relations (IV-12) et (IV-13), on peut calculer le module d'élasticité du composite avec l'expression suivante :

$$E_c = k E_m \frac{1 + 2V_{ar} \left(\frac{\beta-1}{\beta+2}\right)}{1 - V_{ar} \left(\frac{\beta-1}{\beta+2}\right)} \quad (IV-14)$$

$$\text{Avec } \beta = \frac{E_{ar}}{E_m}$$

Où : V_{ar} est la proportion volumique de la phase série (gravillon et G.C.) ;

k est un coefficient correctif qui tient compte du décalage entre les résultats expérimentaux et les valeurs théoriques. S'agissant des travaux de Topçu et Avcular dans lesquels des G.C. fins ont été utilisés, les auteurs ont déduit que k devait prendre la valeur de 0,884.

IV.4.2.3. Bornes de Hashin-Shtrikman (BHS)

Hashin et Shtrikman [Hashin 63] ont proposé des bornes établies pour un mélange de n constituants élastiques isotropes, sans hypothèse particulière quant à leur forme, ou à leur concentration volumique. Ces mêmes auteurs démontreront par la suite que ces bornes sont les plus restrictives qui soient, puisqu'elles sont atteintes pour le modèle à inclusions

sphériques proposé par Hashin [Hashin 62]. En d'autres termes, il existe une géométrie particulière (en l'occurrence un matériau réalisé avec des sphères composites à 2 phases) dont les caractéristiques élastiques sont égales à l'une ou l'autre des bornes de Hashin-Shtrikman. On peut noter que les bornes de Hashin et Shtrikman sont plus restrictives que celles élémentaires de Voigt [Voigt 89²], qui repose sur l'hypothèse que le milieu supporte la même déformation, et de Reuss [Reuss 29] avec l'hypothèse "contrainte uniforme". Le Roy [Le Roy 96] montre que les résultats de BHS ont des applications pratiques, notamment pour la prévision des caractéristiques de certains alliages et que l'on peut les exploiter dans le domaine du béton.

Concernant le béton incorporant des G.C., si K_r , K_m , G_r , G_m , V_r , V_m sont les modules de compressibilité, les modules de cisaillement, et les proportions volumiques de chacune des phases caoutchouc et matrice, K_{inf} et K_{sup} (les bornes inférieures et supérieures du module de compressibilité) et G_{inf} et G_{sup} (les bornes du module de cisaillement) de ce composite peuvent se mettre sous les formes de (IV-15) à (IV-18):

$$K_{\text{inf}} = K_r + \frac{V_m}{\frac{1}{K_m - K_r} + \frac{3V_r}{3K_r + 4G_r}} \quad (\text{IV-15})$$

$$K_{\text{sup}} = K_m + \frac{V_r}{\frac{1}{K_r - K_m} + \frac{3V_m}{3K_m + 4G_m}} \quad (\text{IV-16})$$

$$G_{\text{inf}} = G_r + \frac{V_m}{\frac{1}{G_m - G_r} + \frac{6(K_r + 2G_r)V_r}{5G_r(3K_r + 4G_r)}} \quad (\text{IV-17})$$

$$G_{\text{sup}} = G_m + \frac{V_r}{\frac{1}{G_r - G_m} + \frac{6(K_m + 2G_m)V_m}{5G_m(3K_m + 4G_m)}} \quad (\text{IV-18})$$

² Voigt 1889

Les modules de compressibilité $K_{r,m}$ et de cisaillement $G_{r,m}$ de chaque phase sont calculés grâce aux relations suivantes :

$$K_{r,m} = \frac{E_{r,m}}{3(1-2\nu_{r,m})} \quad \text{et} \quad G_{r,m} = \frac{E_{r,m}}{2(1+\nu_{r,m})} \quad (\text{IV-19})$$

Où : $\nu_{r,m}$ et $E_{r,m}$ sont les coefficients de Poisson et les modules d'élasticité de chaque phase G.C. et matrice respectivement.

En particulier si, comme c'est notre cas, l'on s'intéresse au module d'élasticité du composite, on peut partir du module d'élasticité exprimé en fonction du module de cisaillement G et du module de compressibilité K suivant la relation ci-dessous :

$$E = \frac{9KG}{3K + G} \quad (\text{IV-20})$$

La relation ci-dessous présente la relation entre les bornes inférieure, supérieure du module d'élasticité de composite et le résultat expérimental :

$$BHS_{\text{inf}} = \frac{9K_{\text{inf}} G_{\text{inf}}}{3K_{\text{inf}} + G_{\text{inf}}} \leq E_{\text{experimental}} \leq \frac{9K_{\text{sup}} G_{\text{sup}}}{3K_{\text{sup}} + G_{\text{sup}}} = BHS_{\text{sup}}$$

Néanmoins, Duysinx [Duysinx 96] rappelle que les BHS ont une signification pratique quand le rapport de raideur entre les deux phases est inférieur à 10. Pour des rapports supérieurs à 10, comme dans le problème de porosité, l'erreur devient trop grande. Cette remarque nous pose un souci puisque le module d'élasticité du G.C. est beaucoup plus faible par rapport à celui de la matrice.

IV.4.2.4. Modèle de sphère composite de Christensen-Lo

Nous avons abordé des modèles fournissant des encadrements ou bornes des modules effectifs du composite. Dans cette dernière partie nous présenterons une méthode d'approximation de Christensen-Lo [Christensen 86]. Ces auteurs représentent une manière de dégager une estimation du module de cisaillement et d'élaborer un modèle de sphère composite (Figure IV-17). Pour ce modèle, ces auteurs considèrent une sphère d'inclusion d'abord entourée par une couronne du matériau de la matrice, elle-même recouverte d'un milieu homogène

équivalent – le composite dont on doit rechercher les propriétés. Le calcul par modèle fournit une valeur unique, et non des bornes, pour le module de cisaillement G_c et pour le module de compressibilité K_c du composite.

Pour le cas BIGC, on considère le granulat en caoutchouc comme la sphère d'inclusion. La détermination du module de cisaillement G_c du composite passe par la résolution d'une équation du second degré (IV-21) où cette valeur est découplée de K_c . L'expression du K_c est donnée par la formule (IV-22).

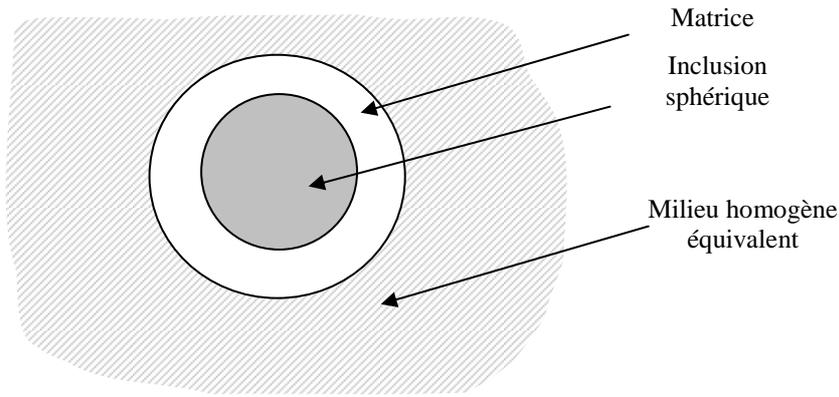


Figure IV-17 : Modèle de Christensen-Lo, [Christensen 86].

Le module de cisaillement du composite est la solution positive de l'équation suivante :

$$A \left(\frac{G_c}{G_m} \right)^2 + 2B \left(\frac{G_c}{G_m} \right) + C = 0 \quad (IV-21)$$

Avec :

$$A = 8 \left(\frac{G_r}{G_m} - 1 \right) (4 - 5\nu_m) \eta_1 V_r^{\frac{10}{3}} - 2 \left[63 \left(\frac{G_r}{G_m} - 1 \right) \eta_2 + 2\eta_1 \eta_3 \right] V_r^{\frac{7}{3}} + 252 \left(\frac{G_r}{G_m} - 1 \right) \eta_2 V_r^{\frac{5}{3}} - 50 \left(\frac{G_r}{G_m} - 1 \right) (7 - 12\nu_m + 8\nu_m^2) \eta_2 V_r + 4(7 - 10\nu_m) \eta_2 \eta_3$$

$$\begin{aligned}
 B = & -2\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(1 - 5\nu_m)\eta_1 V_r^{\frac{10}{3}} + 2\left[63\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)\eta_2 + 2\eta_1\eta_3\right]V_r^{\frac{7}{3}} - 252\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)\eta_2 V_r^{\frac{5}{3}} \\
 & + 75\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(3 - \nu_m)\eta_2 \nu_m V_r + \frac{3}{2}(15\nu_m - 7)\eta_2\eta_3 \\
 C = & 4\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(5\nu_m - 7)\eta_1 V_r^{\frac{10}{3}} - 2\left[63\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)\eta_2 + 2\eta_1\eta_3\right]V_r^{\frac{7}{3}} + 252\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)\eta_2 V_r^{\frac{5}{3}} \\
 & + 25\left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(\nu_m^2 - 7)\eta_2 V_r - (7 + 5\nu_m)\eta_2\eta_3
 \end{aligned}$$

Et :

$$\eta_1 = \left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(7 - 10\nu_m)(7 + 5\nu_r) + 105(\nu_r - \nu_m)$$

$$\eta_2 = \left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(7 + 5\nu_r) + 35(1 - \nu_r)$$

$$\eta_3 = \left(\frac{G_r}{G_m} - 1\right)(8 - 10\nu_m) + 15(1 - \nu_m)$$

Où : V_r est la proportion volumique des granulats en caoutchouc ;

G_r, G_m, ν_r, ν_m sont les modules de cisaillement, coefficient de Poisson du G.C. et de la matrice, respectivement.

Le module de compressibilité du composite peut être alors obtenu par la relation suivante :

$$K_c = K_m + \frac{V_r(K_r - K_m)}{1 + (1 - V_r)\frac{(K_r - K_m)}{(K_m + \frac{4}{3}G_m)}} \quad (\text{IV-22})$$

Où : K_r, K_m sont les modules de compressibilité du G.C. et de la matrice, respectivement.

❖ Synthèse des lois de mélanges :

Les lois de mélanges citées ont l'avantage certain de conduire rapidement à des estimations des modules à partir de la seule connaissance des modules effectifs des phases et des fractions volumiques correspondantes. Nous retenons que :

- + Les modèles de Hill permettent de faire rapidement un encadrement du module d'élasticité du composite, cependant leur simplicité ne va pas sans cacher une faiblesse qui réside dans sa construction même (assemblages en parallèle ou série) dont sa justification est limitée au cas unidirectionnel.
- + Le modèle de Topçu peut être considéré comme un cas du modèle deux phases d'extension de Hill. Ce modèle prend en compte les 3 phases séparées constitutives du matériau : matrice, gravillon et granulat en caoutchouc. Il peut fournir des résultats prometteurs.
- + Les bornes Hashin-Shtrikman considèrent le matériau comme un composite à deux phases (où l'on prend en compte le module de compressibilité, le module de cisaillement ainsi que le coefficient de Poisson des phases constitutives).
- + Le modèle de Christensen et Lo détermine le module de cisaillement G en séparant le module de compressibilité K qui peut entraîner des conséquences défavorables.

IV.4.3. Résultats et discussions

Nous avons exploité les outils présentés ci-dessus pour prédire les modules d'élasticité des composites supports de notre programme expérimental. Comme l'on va s'en rendre compte par la suite, c'est la borne inférieure Hashin-Shtrikman qui s'accorde le mieux avec les résultats expérimentaux.

Pour réaliser les calculs, les données de base synthétisées dans le Tableau IV-7 ont été mises à contribution. Le module d'élasticité du caoutchouc vulcanisé est choisi de 1,75 GPa dans la plage de valeur très large entre 68 MPa ([Benazzouk et al. [Benazzouk 04]) et 5.000 MPa (Topçu et Bilir [Topçu 09]). Le caoutchouc vulcanisé possède le coefficient de Poisson entre 0,48 et 0,50. Nous avons utilisé la valeur 0,48 comme celle proposée par Topçu et Bilir [Topçu 09]. Le coefficient de Poisson du béton de référence est déterminé en même temps avec les essais déterminant son module d'élasticité tel que présenté dans l'annexe VII-3.

Tableau IV-7 : Module d'élasticité et coefficient de Poisson utilisés dans les modèles.

Phase/Matériau	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson
Caoutchouc vulcanisé	1,75	0,48
Matrice cimentaire- Béton de référence	34,08	0,22

Dans les sections suivantes, les résultats (graphique et tableau) ont été complétés par des valeurs théoriques correspondants à des taux d'incorporation de G.C. de 5% et 10% qui n'ont pas été testés expérimentalement (légende : *).

❖ Modèles de Hill.

La Figure IV-18 et le Tableau IV-8 permettent de comparer les valeurs théoriques du module d'élasticité d'après les "bornes" de Hill avec les résultats expérimentaux. Quelle que soit la "borne" considérée on peut constater que, vis-à-vis des résultats expérimentaux, les prévisions du modèle de Hill sont peu réalistes. On notera cependant que la courbe expérimentale est enveloppée par les "bornes" inférieure et supérieure. Malgré cette maigre consolation nous sommes obligés de conclure que les "bornes" de Hill qui sont basées sur la seule caractéristique physique qu'est le module d'élasticité et sur la proportion volumique de chaque phase sont simplistes et ne permettent pas de prévoir l'influence des G.C. sur le module d'élasticité du BIGC.

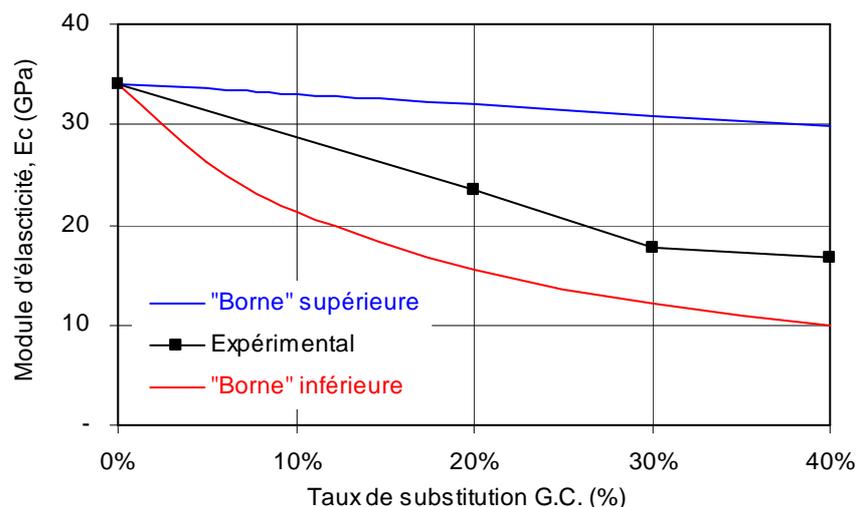


Figure IV-18 : Module d'élasticité des BIGC : comparaison des résultats expérimentaux et des "bornes" de Hill.

Tableau IV-8 : Paramètres du calcul, valeurs théoriques des "bornes" de Hill et résultats expérimentaux du module d'élasticité.

Béton	V_r	V_m	Module d'élasticité (GPa)		
			"Borne" inférieure	"Borne" supérieure	Résultat expérimental
B0GC	0,000	1,00	34,08	34,08	34,08
B5GC	0,02	0,98	26,30	33,56	*
B10GC	0,03	0,97	21,25	33,02	*
B20GC	0,07	0,93	15,43	31,96	23,53
B30GC	0,10	0,90	12,13	30,91	17,78
B40GC	0,13	0,87	10,02	29,87	16,65

❖ **Modèle de Topçu**

L'application de la relation (IV-14) met en lumière une inconnue : le module d'élasticité de la phase matrice E_m . Afin de déterminer cette valeur, nous avons appliqué une méthode inverse :

- + Nous considérons le béton de référence comme un composite à deux phases : le gravillon naturel et la matrice (composée par sable, ciment, etc.) ;
- + A partir du résultat expérimental du module d'élasticité du béton de référence $E_c = 34,08$ GPa et du module d'élasticité du gravillon $E_a = 70$ GPa [Li 99], nous avons déterminé trois valeurs du module d'élasticité de la phase matrice E_m par les trois relations précédentes : le modèle parallèle (IV-10), le modèle série (IV-11) et le modèle distribué (IV-12). Les valeurs de E_m trouvées sont respectivement de 13,88 ; 26,45 et 22,30 GPa. Pour mémoire, dans l'étude de Bonnet [Bonnet 04], qui a étudié le mortier incorporant des G.C. au sein de notre laboratoire, le module d'élasticité du mortier de référence est de 20,20 GPa. Ceci est assez compatible avec la valeur E_m déterminée par le modèle distribué.

Les trois valeurs de E_m ci-dessus sont introduites dans la relation (IV-14) afin de comparer et trouver les valeurs théoriques du module d'élasticité du béton incorporant des G.C. compatibles avec les résultats expérimentaux.

Les valeurs théoriques du module d'élasticité du béton incorporant des G.C. obtenues par la méthode de Topçu (les légendes Topçu E_m du modèle parallèle, Topçu E_m du modèle série et Topçu E_m modèle distribué) correspondantes aux trois cas de E_m précédents (E_m des modèles

parallèle, série et distribué respectivement) et les résultats expérimentaux sont confrontés sur la Figure IV-19 et sont répertoriés dans le Tableau IV-9.

La Figure IV-19 montre que la courbe correspondante aux valeurs de Topçu (E_m modèle distribué) s'accorde le mieux avec les résultats expérimentaux. Elle permet de décrire fidèlement la variation du module expérimental en fonction du taux de substitution en G.C., cette affirmation étant plus exacte pour des dosages en G.C. élevés (dans la plage de 10% à 40% du dosage en G.C.). Cependant avec ce même cas, il y a un écart important entre les valeurs théoriques et les résultats expérimentaux dans la plage inférieure à 10% du dosage en G.C., notamment lorsque le volume de G.C. est de 0%.

Comme conclusion, il apparaît que, plus intéressant que les "bornes" de Hill, le modèle de Topçu qui considère d'abord les granulats naturels et les G.C. comme des phases en série pour ensuite s'accorder sur la loi de la phase distribuée ne constitue pas un outil précis pour prédire le module d'élasticité des BIGC. Concernant les détails du calcul par le modèle de Topçu, on peut se reporter à l'annexe V.7.1.

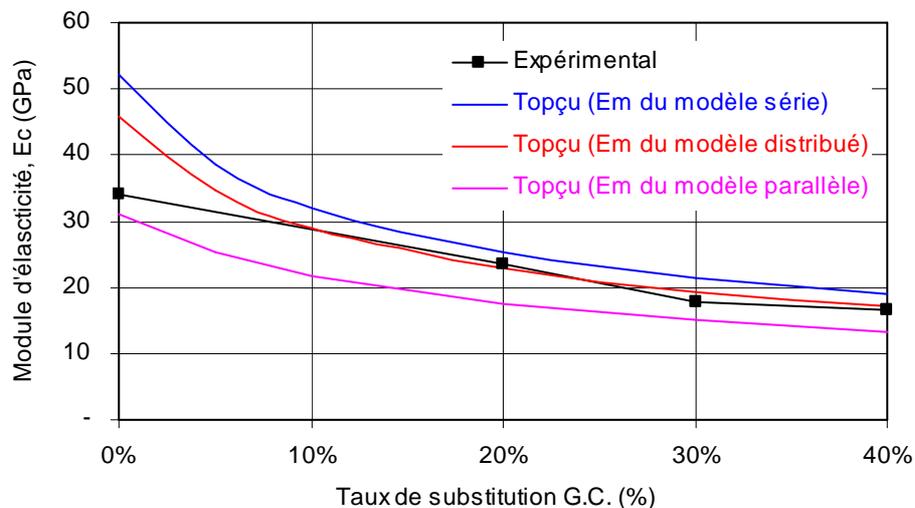


Figure IV-19 : Module d'élasticité : résultats expérimentaux et prédictions par le modèle de Topçu correspondantes aux trois valeurs du module d'élasticité de la matrice.

Tableau IV-9 : Valeurs théoriques du modèle de Topçu correspondantes aux trois cas de E_m et résultats expérimentaux du module d'élasticité.

Béton	Module d'élasticité (GPa)			
	Résultat expérimental	Topçu (E_m du modèle parallèle)	Topçu (E_m du modèle série)	Topçu (E_m du modèle distribué)
B0GC	34,08	31,10	52,13	45,71
B5GC	*	25,34	38,65	34,71
B10GC	*	21,71	31,90	28,86
B20GC	23,53	17,50	25,18	22,81
B30GC	17,78	14,98	21,48	19,44
B40GC	16,65	13,24	18,99	17,16

❖ Modèle de Christensen-Lo

La Figure IV-20 et le Tableau IV-9 permettent de comparer les valeurs théoriques du module d'élasticité obtenues par le modèle de Christensen-Lo aux résultats expérimentaux. On peut observer un décalage entre ces deux résultats, un écart qui augmente avec le taux d'incorporation en G.C. De plus, des tests montrent que lorsque l'on varie le module d'élasticité de la phase caoutchouc (entre 0 et 1.750 MPa) cela a peu d'incidence sur le module d'élasticité calculé du composite. C'est une conséquence du fait que la détermination du module de cisaillement G est découplée du module de compressibilité K . Le détail des calculs dans le cas du modèle de Christensen-Lo est présenté dans l'annexe V.7.2.

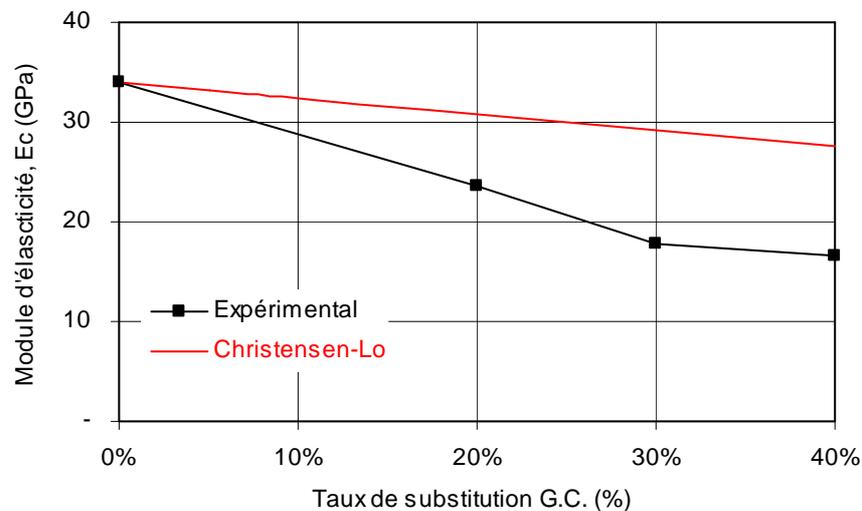


Figure IV-20 : Module d'élasticité expérimental et prévision par le modèle Christensen-Lo.

Tableau IV-10 : Module d'élasticité : prévision par le modèle Christensen-Lo et résultats expérimentaux.

Béton	Module d'élasticité (GPa)	
	Modèle Christensen-Lo	Résultat expérimental
B0GC	34,08	34,08
B5GC	33,24	*
B10GC	32,39	*
B20GC	30,76	23,53
B30GC	29,19	17,78
B40GC	27,69	16,65

❖ Bornes de Hashin-Shtrikman (BHS)

Les résultats de BHS obtenus sont présentés sur la Figure IV-21 et dans le Tableau IV-11. Le détail de ces calculs est présenté dans l'annexe V.7.3. Par rapport aux résultats issus des autres modèles présentés ci-dessus, on peut observer que la borne inférieure de Hashin-Shtrikman s'accorde nettement mieux avec les résultats expérimentaux avec un écart inférieur à 6,5%. Cette fidélité est liée au fait que les BHS intègrent en même temps le module de compressibilité, le module de cisaillement ainsi que le coefficient de Poisson de deux phases constitutives du composite. Que ce modèle soit ainsi plus précis c'est une constatation, que ce soit la borne inférieure qui offre la meilleure prédiction, c'est un sujet qui mérite d'être approfondi pour mettre en lumière la genèse. En plus, les résultats de la borne inférieure de Hashin-Shtrikman sont satisfaisants pour un rapport de module d'élasticité entre les deux phases supérieur à 10. Ce qui est en contradiction avec l'observation précédente de Duysinx [Duysinx 96].

Cependant si la borne inférieure de Hashin-Shtrikman semble plus réaliste pour prédire le module d'élasticité, pour ce qui est des G.C. ce modèle n'intègre que le couple module de compressibilité et de cisaillement ainsi que le coefficient de Poisson. Or comme on l'a largement répété, la présence de ces inclusions en caoutchouc a une influence sur le reste de la structure, en particulier l'interface entre le caoutchouc et la matrice cimentaire. Par conséquent, ce modèle reste perfectible notamment en intégrant une troisième phase traduisant l'influence de ces granulats en caoutchouc sur l'auréole de transition et sur la porosité de la matrice. Cependant, il serait naïf de ne pas se rendre compte que la borne

inférieure de Hashin-Shtrikman est déjà au milieu de la valeur expérimentale du module d'élasticité. Autrement dit, améliorer ce modèle en tenant compte d'une porosité élevée ne peut qu'abaisser cette borne inférieure, ce qui revient à augmenter l'écart avec la valeur expérimentale. Dans ces conditions, si ce modèle peut être amélioré, c'est de sa borne supérieure que l'on peut attendre un caractère prédictif plus fin.

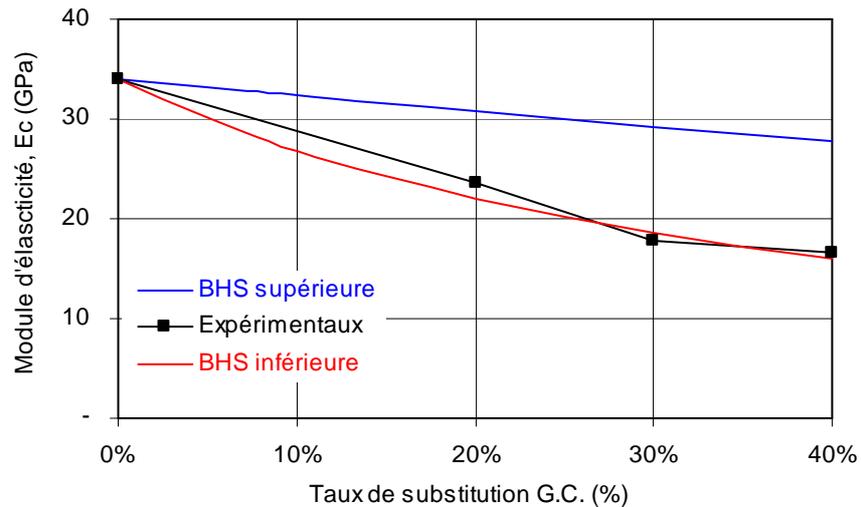


Figure IV-21 : Module d'élasticité, valeurs expérimentaux vis-à-vis des bornes de Hashin-Shtrikman.

Tableau IV-11 : Bornes de Hashin-Shtrikman et résultats expérimentaux du module d'élasticité.

Béton	Module d'élasticité (GPa)		
	BHS inférieure	BHS supérieure	Résultat expérimentale
B0GC	34,08	34,08	34,08
B5GC	30,14	33,24	*
B10GC	26,85	32,39	*
B20GC	22,01	30,77	23,53
B30GC	18,54	29,23	17,78
B40GC	15,98	27,77	16,65

IV.5. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre nous avons abordé trois aspects de l'influence des granulats en caoutchouc sur les propriétés du béton.

- Dans un premier temps nous avons étudié l'influence des G.C. sur le comportement du béton sous chargement de fatigue. Nous avons constaté que la présence de ces inclusions déformables est préjudiciable vis-à-vis de la durée de vie. Par ailleurs, il est apparu que la loi de Paris déjà contestée pour décrire la cinétique de la propagation de fissures dans le béton s'accorde encore moins bien avec le béton incorporant des G.C. Dans tous les cas, il convient de rappeler que l'intérêt du béton incorporant des G.C. réside dans sa capacité de déformation. Et que c'est à travers des essais de fatigue asservis en déplacement qu'il convient d'apprécier leur performance. Or les essais de fatigue dont les résultats sont présentés ici sont en force. Dès que les outils expérimentaux du laboratoire le permettront, nous proposons donc d'étendre la caractérisation de ce composite par sa réponse aux sollicitations de fatigue en déplacement et ceci avec un nombre d'essais suffisant pour lever une ambiguïté d'interprétation que nous n'avons pu éviter ici suite à des circonstances indépendantes de notre volonté.
- Dans un deuxième temps, nous avons sondé les performances des bétons incorporant des G.C. en termes d'application dans des éléments à grande surface comme les chaussées en béton. Pour évaluer ce potentiel, nous nous sommes appuyés sur un des paramètres de dimensionnement par excellence qu'est l'indice de qualité élastique (IQE). Les résultats présentés montrent que ce composite correspond à des classes éligibles pour l'application en couche de base de chaussées à moyen et fort trafic (T supérieur à $T3$). Ce résultat est d'autant plus intéressant qu'il faut le compléter par l'atout fondamental du composite que constitue sa résistance à la fissuration due aux déformations imposées, cette fissuration étant l'une des principales causes des désordres dans l'application envisagée.

Enfin, compte tenu de l'impact particulier joué par le module d'élasticité du composite incorporant des G.C., nous avons testé quelques lois de mélange pour évaluer leur pertinence comme outil de prédiction de la variation de ce module en fonction du taux d'incorporation en G.C. Même si elle est loin d'être parfaite, la borne inférieure de Hashin-Shtrikman qui est la plus performante en la matière conduit à des valeurs de modules d'élasticité qui représentent un écart inférieur à 6,5% par rapport aux résultats expérimentaux. Nous restons cependant

convaincus que les prévisions par les bornes de Hashin-Shtrikman peuvent être affinées, notamment en intégrant une phase supplémentaire qui tiendrait compte de l'incidence des G.C. sur l'auréole de transition et sur la porosité du composite cimentaire.



CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

❖ CONCLUSIONS GENERALES

Malgré une domination indiscutable du marché de la construction moderne, les matériaux à base cimentaire ne sont pas parfaits. Leur principal handicap est une faible résistance en traction combinée à une faible capacité de déformation qui les rend fragiles. Il en résulte en particulier une forte propension à la fissuration due aux déformations imposées à l'origine de désordres particulièrement sévères et souvent rédhibitoires pour les éléments à grandes surfaces comme le dallage ou chaussée en béton. Améliorer la capacité de déformation du composite cimentaire est donc un enjeu majeur pour améliorer la durabilité des applications. C'est l'objet de cette thèse. Le moyen mis en œuvre pour atteindre cet objectif est l'adjonction de granulats déformables : nous avons utilisé des granulats en caoutchouc issus du broyage de pneus usagés. Ces granulats en caoutchouc (G.C.) dont la dimension maximale est de 4 mm sont utilisés en remplacement volumique partiel du sable. La valorisation de ce sous produit industriel confère ainsi à ce travail un intérêt environnemental.

Dans une première étape, notre travail a consisté à optimiser des formulations des bétons vibrés avec différents dosages de G.C. en essayant de respecter deux critères correspondants à la normalisation vietnamienne :

- ♦ A l'état frais : un affaissement de 10 ± 2 cm, très plastique et idéal pour un béton de chaussée ;
- ♦ A l'état durci : un minimum de la résistance en compression de 17,0 MPa.

Nous avons pu constater que non seulement les granulats en caoutchouc sont particulièrement préjudiciables vis-à-vis de la maniabilité du béton mais qu'en plus ils sont sujets à une sévère ségrégation. Nonobstant, l'utilisation d'un superplastifiant (Sika ViscoCrete 3030) et d'un agent de viscosité (Sika Stabilizer 300 SCC) a permis de pallier ce double défaut après une campagne d'essais pour ajuster leur dosage, fonction du taux d'incorporation de G.C. Après cette phase d'optimisation nous avons retenu pour la suite du programme 4 compositions : une composition de référence sans G.C. (B0GC) et 3 compositions incorporant des G.C. (B20GC, B30GC et B40GC, où la valeur chiffrée indique le taux de substitution volumique du sable par les G.C.).

En plus de l'affaissement, les mesures réalisées sur le matériau à l'état frais montrent que la teneur en air occlus augmente avec le dosage en G.C. alors que tout naturellement compte

tenu de la densité du caoutchouc inférieure à celle du sable, la masse volumique du matériau varie en sens inverse. On notera cependant que cette baisse de la masse volumique est plus importante que celle attendue par le seul fait de la faible densité des G.C., une conséquence de l'augmentation de la teneur en air occlus.

L'étude des effets des G.C. sur des propriétés du BIGC à l'état durci est l'objectif principal de cette thèse et a occupé une place de choix dans ce manuscrit. L'ensemble des essais réalisés montre sans équivoque que l'incorporation des G.C. est très préjudiciable vis-à-vis des résistances à la compression et à la traction. Ces résistances mécaniques diminuent avec l'augmentation du dosage de substitution en G.C. Nous avons expliqué cette chute de résistance par une rigidité plus faible des G.C. conjuguée à leur faible adhérence avec la matrice cimentaire. De ce point de vue, on peut dire que les conséquences de la présence de ces inclusions est similaire à celle de trous, une hypothèse avancée par d'autres auteurs. La porosité importante en présence de G.C. est aussi en phase avec cette explication. S'agissant du module d'élasticité, il baisse aussi avec l'adjonction des G.C. Cependant, cette baisse, prévisible en fonction de lois empiriques reliant cette caractéristique à la résistance en compression, doit être considérée comme bénéfique dans l'optique d'un composite cimentaire à haute capacité de déformation visée dans ce programme de recherche.

En effet, malgré la chute de la résistance, des essais de traction par flexion montrent que les éprouvettes incorporant des G.C. atteignent des flèches plus importantes au pic de charge. Nous nous sommes calés sur ce paramètre pour quantifier la capacité de déformation des composites. L'amélioration de cette capacité par les G.C. a été corroborée par l'indice de non linéarité qui augmente aussi avec le dosage en G.C. Ce sont tous des éléments qui convergent vers notre hypothèse de travail selon laquelle dès qu'une microfissure débouche sur un G.C. il se produit une redistribution des contraintes en défaveur de la propagation. Dans ce sens, on peut considérer que les G.C. absorbent l'énergie accompagnant la propagation et se comportent comme des stoppeurs de fissures. Ils constituent des sites de relaxation des contraintes.

Nous avons évalué les effets combinés des G.C. et d'une température élevée mais réaliste dans une chaussée dans l'environnement climatique du Vietnam. Dans tous les cas, par rapport aux résultats obtenus sur des éprouvettes conservées à 20°C, nous avons observé une baisse des résistances en compression et en traction ainsi que du module d'élasticité pour les deux températures testées, 40°C et 70°C. Cependant cette baisse n'est pas très significative à

40°C. Ceci n'est pas le cas à 70°C pour laquelle nous avons constaté une diminution très sensible du module d'élasticité.

En ce qui concerne les variations dimensionnelles de retrait, nous avons constaté que la présence de G.C. est un facteur qui amplifie les déformations de retrait. Vis-à-vis du risque de fissuration de retrait, cet excédent de variation dimensionnelle de retrait est en opposition du bénéfice obtenu de la capacité de déformation avant localisation de la macrofissuration. Pour départager ces deux phénomènes, nous les avons mis en compétition par le biais d'un essai de retrait empêché à l'anneau. Dans les limites des dosages en G.C. testés, les résultats montrent que les granulats en caoutchouc réduisent la propension à la fissuration de retrait des composites cimentaires.

D'autres résultats, notamment ceux qui mettent en évidence l'incidence des G.C. sur l'indice de fragilité convergent à une même conclusion selon laquelle la présence de ces granulats contribue à réduire la fragilité du béton.

Nous avons aussi suivi l'évolution d'une variable d'endommagement ainsi que l'activité acoustique du béton au cours du processus de propagation de la fissure en traction par flexion. Les informations collectées vont dans le même sens : à même déplacement imposé en traction par flexion, la variable d'endommagement et l'activité acoustique sont plus faibles pour le béton incorporant des G.C. Plus particulièrement, l'analyse des résultats obtenus par l'émission acoustique met en lumière le fait que les G.C. retardent la localisation de la macrofissuration.

En ce qui concerne les propriétés physiques, l'influence des granulats en caoutchouc sur le coefficient d'absorption acoustique et sur la conductivité thermique du BIGC a été mise en évidence. Dans le premier cas, les G.C. augmentent l'amplitude de pic du coefficient d'absorption acoustique et déplacent sa position fréquentielle vers les hautes fréquences. De plus, la valeur SAA a montré que les BIGC convertissent plus d'énergie du son incident sous d'autres formes d'énergie. Dans le deuxième cas, la présence des G.C. diminue la conductivité thermique du béton incorporant des G.C. ce qui, dans certaines applications, peut entraîner un gradient de déformation d'origine thermique plus important et augmenter le risque de fissuration. Cependant, ce volet mérite d'être approfondi pour vérifier que, au même titre que les variations dimensionnelles de retrait, la capacité de déformation améliorée du composite ne se suffit pas pour compenser les effets de ce gradient de déformation.

Un chargement répété en flexion trois-points avec un taux de charge faible ($S = 0,65$) a montré un effet préjudiciable des G.C. sur la durée de vie. Cependant, avec les taux plus élevés ($S = 0,80$ et $0,90$), cet effet devient négligeable. On notera que la loi de Paris déjà controversée dans le cas du béton normal semble invalide pour les bétons incorporant des G.C.

Pour apprécier le potentiel des BIGC dans l'application chaussée en béton, nous nous sommes appuyés sur l'indice de qualité élastique (IQE). Cet indicateur montre que, dans les limites des dosages étudiés, les BIGC peuvent être envisagés pour réaliser les couches de base ou de fondation de chaussées à moyen et fort trafic (classe Tj avec j supérieur 3) avec un avantage certain compte tenu de leur résistance à la fissuration due aux déformations imposées.

Enfin, compte tenu de l'importance du module d'élasticité du composite dans les applications visées, un outil prédictif de cette propriété est d'un intérêt pratique évident. Nous avons testé les modèles analytiques les plus couramment utilisés pour estimer ou pour encadrer une propriété d'un mélange de plusieurs phases. La borne inférieure de Hashin-Shtrikman apparaît comme étant la plus proche du module d'élasticité obtenu expérimentalement. Elle reste cependant perfectible, notamment en tenant compte de l'augmentation importante de la porosité avec l'adjonction de granulats en caoutchouc.

❖ PERSPECTIVES

Cette thèse vient compléter des travaux menés au LMDC depuis plus d'une décennie et portant sur les effets de l'incorporation de granulats en caoutchouc sur les propriétés du béton. Malgré quelques effets préjudiciables notamment sur les résistances en compression et en traction, l'amélioration de la capacité de déformation et son impact sur la résistance à la fissuration ont toujours été confirmés. Nous pensons que le moment est venu de vérifier la validité des conclusions tirées des essais de laboratoire dans les conditions réelles d'exploitation. Dans un premier temps, un chantier expérimental devrait permettre de montrer dans quelles limites on peut réaliser un élément de grande surface en béton sans joints. Dans un deuxième temps, s'agissant de chaussées en béton comme application de prédilection, il sera nécessaire d'évaluer sa durabilité sous charges roulantes et notamment sa résistance à l'orniérage.

L'évaluation de la résistance au gel-dégel peut aussi être un atout dans les contrées où les températures hivernales peuvent entraîner des dégâts.

Si elle est confirmée, la capacité du composite incorporant des granulats en caoutchouc pour amortir une vibration mécanique peut représenter un intérêt dans plusieurs applications et mérite donc d'être étudiée.

Dans ce qui précède, on notera que les atouts du composite sont associés à sa capacité de déformation. Dans ces conditions, la performance vis-à-vis de sollicitations de fatigue doit être appréciée par le biais d'essais asservis en déplacement et ceci reste à réaliser.

Enfin, il est nécessaire de signaler la problématique de l'adhérence entre le caoutchouc et la matrice cimentaire qui est quasi inexistante et qui reste toujours en débat s'agissant de son intérêt et surtout des moyens pour la promouvoir.



**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

- [22TCN 223, 95] : *Norme Vietnamien de dimensionnement des chaussées rigides*, 22TCN 223-95.
- [ACI 213] : *Guide pour le béton de structure à base de granulats légers*, T.A.C Approval Draft, American Concrete, Institue ACI committee 213.
- [Albano 05] : Albano C., Camacho N., Reyes J., Feliu J.L. and Hernández M., *Influence of scrap rubber addition to Portland I concrete composites : Destructive and non-destructive testing*. Composite Structures 71, 439–446, 2005.
- [Aliapur 04] : Rapport d'activité 2004.
- [Aliapur 07] : Rapport d'activité 2007.
- [Aliapur 08] : Rapport d'activité 2008.
- [ASTM C1581-04, 05] : *Standard test method for determining age of cracking and induced tensile stress characteristics of mortar and concrete under restrained shrinkage*, 2005.
- [Ballinger 72] : Ballinger C. A., *Cumulative fatigue damage characteristics of plain concrete*. Highway research Record. No. 370, 1972.
- [Bascoul 94] : Bascoul A. and Turatsinze A., *Microstructural characterization of mode I crack opening in motar*. Materials and Structures, 27, 71-78, 1994.
- [Bažant 91] : Bažant Z. P. and Xu K., *Size effect in fatigue fracture of concrete*. AIC Materials Journal. July-August 1991.
- [Bažant 93] : Bažant Z. P. and William F. S., *Fatigue fracture of High-strength Concrete and side effect*. AIC Materials Journal. September-October 1993.
- [Benazzouk 01] : Benazzouk A. and Quéneudec M., *Effet du caractère cellulaire des granulats sur le comportement d'un composite ciment-caoutchouc aux cycles de gel/dégel*. Proceeding of CNR IUT Roanne, publication de l'Université de St-Etienne, ISBN 2 86272 2200, Tome 2, pp. 477–87, 2001.
- [Benazzouk 02] : Benazzouk. A., Thèse de doctorat : *Contribution à la valorisation de déchets de caoutchouc: composites cimentaire à base de caoutchouc compact et cellulaire*. Université de Picardie Jules Verne. 19 Décembre, 2002.
- [Benazzouk 03] : Benazzouk A., Mezreb K., Doyen G., Goullieux A. and Quéneudec. t'Kint M., *Effect of rubber aggregates on the physico-mechanical behaviour of cement–rubber composites-influence of the alveolar texture of rubber aggregates*. Cement & Concrete Composites 25, pp 711–720, 2003.
- [Benazzouk 04] : Benazzouk A., Douzane O. and Quéneudec. t'Kint M., *Transport of fluids in cement–rubber composites*. Cement & Concrete Composites 26, 21–29, 2004.
- [Biel 96] : Biel T.D. and Lee H., *Magnesium oxychloride cement concrete with recycled*. Transportation Research Record No. 1561, pp. 6-12, 1996.

- [Blanco 00]** : Blanco F., Garcia P., Mateos P. and Ayala J., *Characteristics and properties of lightweight concrete manufactured with cenospheres*. Cement Concrete Research 30, pp. 1715–1722, 2000.
- [Bonnet 04]** : Bonnet S., Thèse de doctorat : *Matériaux cimentaires à haute déformabilité par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usagés*. Université Paul Sabatier, Toulouse, 2004.
- [Boulay 81]** : Boulay C. and Colson A., *A concrete extensometer eliminating the influence of transverse strains on the measurement of longitudinal strains*. Mat. Struct. 14: 35-38, 1981.
- [Brown 67]** : Brown W. E. and Strawly, J. E., *Plain strain crack toughness testing of high strength metallic materials*. Special technical publication ASTM, Philadelphia, 1967.
- [Budiansky 65]** : Budiansky B., *On the elastic moduli of some heterogeneous materials*. J. Mech. and Phys. of Solids, 13, pp. 223-228, 1965.
- [Caron 04]** : Caron I., Fiori F., Mesmacque G., Pirling T. and Su M., *Expanded hole method for arresting crack propagation: residual stress determination using neutron diffraction*. Physica B 350, pp: 503–505, 2004.
- [Cerezo 05]** : Cerezo V., Thèse de doctorat : *Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique*. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.
- [Chen 07]** : Chen B. and Liu J., *Investigation of effects of aggregate size on the fracture behavior of high performance concrete by acoustic emission*. Construction and Building Materials 21, 1696–1701, 2007.
- [Chen 08]** : Chen B. and Liu J., *Damage in carbon fiber-reinforced concrete, monitored by both electrical resistance measurement and acoustic emission analysis*. Construction and Building Materials 22, 2196–2201, 2008.
- [Christensen 86]** : Christensen R. M. and Lo K. H. (1979)., *Solutions for effective shear properties in three-phase sphere and cylinder models*. J. Mech. Phys. Solids, 27, N°4. 34, Erratum, 1986.
- [Clemmer 22]** : Clemmer H.F., *Fatigue of concrete*. Proc. ASTM 12, Part II, pp 1188-1222, 1922.
- [Demirboğa 03]** : Demirboğa R. and Gül R., *Thermal conductivity and compressive strength of expanded perlite aggregate concrete with mineral admixtures*. Energy and Buildings 35, 1155–1159, 2003.
- [Diakhate 07]** : Diakhate M., Thèse de doctorat : *Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée*. Université de Limoges. 29 octobre 2007.
- [Do 95]** : Do Q. K., Luu D. H. and Nguyen V. K., *Déchet de caoutchouc et des voies de valorisation*. Magazine Chimique et Industrie de produit chimique, No6, page 23-24, 1995.

- [Domazet 96]** : Domaze J., *Comparison of fatigue crack retardation methods*. PII:S 1350-6307(96)00006-4. Engineering Failure Analysis, Vol. 3, No. 2, pp. 137-147, 1996.
- [DTU Th-K77]** : Document Technique Unifié, *Règle de calcul des caractéristiques thermiques utiles des parois de construction*. Etablies par Le Groupe de coordination des textes techniques. Novembre 1977.
- [Duong 08]** : Duong H. H. and Nguyen X. T., *Livre dimensionnement des routes No 2*. Maison d'édition de l'éducation, 6^e réédition 2008.
- [Duysinx 96]** : Duysinx P., Thèse de doctorat : *Optimisation topologique du milieu continu à la structure élastique*. Université de Liège. Le 7 février 1996.
- [Eldin 93]** : Eldin ,N.N. and Senouci A.B., *Observations on Rubberized Concrete Behavior*. Journal of Cement, Concrete and Aggregates. Volume 15, Issue 1, July 1993.
- [EPA SA 06]** : Euro physical acoustics SA, *Formation utilisateur émission acoustique*. Formation personnalisée LMDC-INSA/UPS. 21 & 22 Décembre 2006.
- [Erkan 95]** : Il. Erkan A.I., BS Thésis: *Determination of brittleness index of rubberized concretes*”, Osmangazi Un., Fat. of Eng.& Arch., Dept. of Civ. Eng, Eskiphir, Ttlrkiye, 1995.
- [Eshelby 57]** : Eshelby, J., *The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems*. Proc. R. Soc. Ser., A241:376–396, 1957.
- [Fanutza 04]** : Fanutza K., Thèse de doctorat : *Propagation de fissure en mode I par fatigue dans un mortier microfibre à haute performance*. Université Paul Sabatier de Toulouse, 2004.
- [Fattuhi 96]** : Fattuhi N. I. and Clark L. A., *Cement-based materials containing shredded scrap truck tyre rubber*. Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 4, pp. 229-236, 1996.
- [Fedroff 96]** : Fedroff D., Ahmad S., and Savas B. Z., *Mechanical properties of concrete with ground waste tire rubber*. Transportation Research Board, No. 1532, pp.66-72, 1996.
- [Ferrier 07]** : Ferrier E., Colomb F. et Hamelin P., *Comportement de structures en béton armé renforcées par matériaux composite vis-à-vis de leur mise en conformité sismique*. Ecole Centrale Paris – 040, 7^{ème} Colloque National AFPS 2007.
- [Filho 99]** : Filho R.D. T., Joseph K., Ghavami K. and England G.L., *The use of sisal fibre as reinforcement in cement based composites*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola Ambiental, V.3, N.2, pp.245-256, 1999.
- [Ganjian 09]** : Ganjian E., Khorami M and Maghsoudi A. A., *Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete*. Construction and Building Materials 23, 1828–1836, 2009.

- [Garros 07]** : Garros M., Thèse de doctorat : *Composites cimentaires incorporant des granulats caoutchouc issus du broyage de pneus usagés : optimisation de la composition et caractérisation*. Université Paul Sabatier de Toulouse, 2007.
- [Gawęska Hager 04]** : Gawęska Hager I., Thèse de doctorat : *Comportement à haute température des bétons à haute performance*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Ecole Polytechnique de Cracovie. 5 November 2004.
- [Ghfiri 00]** : Ghfiri R., Shi Hui-Ji and Guo R. G., *Effects of expanded and non-expanded hole on the delay of arresting crack propagation for aluminum alloys*. Materials Science and Engineering A286, 244–249, 2000.
- [Goulias 97]** : Goulias D.G. and Ali A.H., *Non-destructive evaluation of rubber modified concrete*. Proceedings, Special Conference, ASCE, New York, pp. 111- 120, 1997.
- [GRR 92]** : *Guide vietnamien de dimensionnement de la route rurale*, 1992.
- [Gül 97]** : Gül R., Uysal H. and Demirboğa R., *Investigation of The Thermal Conductivity of Lightweight Concrete Made with Kocapınar's Pumice aggregate* (Kocapınar Pomzası ile Üretilen Hafif Betonların ısı İletkenliklerinin Araştırılması), Advanced in Civil Eng. III. Technical Congress, vol. 2, METU, Ankara, Turkey, pp. 553–562, 1997 (in Turkish).
- [Güneyisi 04]** : Güneyisi E., Gesoğlu M and Özturan T., *Properties of rubberized concretes containing silica fume*. Cement and Concrete Research 34, 2309–2317, 2004.
- [Hashin 62]** : Hashin Z., *The elastic moduli of heterogeneous materials*. J. of Appl. Mech., 29, pp.143-150, 1962.
- [Hashin 63]** : Hashin Z. and Shtrikman S., *A variational approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials*, J. of Mech. Phys. Solids, 11, pp.127-140, 1963.
- [Hernández-Olivares 04]** : Hernández-Olivares F. and Barluenga G., *Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete*. Cement and Concrete Research 34, 109– 117, 2004.
- [Hernández-Olivares 07]** : Hernández-Olivares F., Barluenga G., Parga-Landa B., Bollati M. and Witoszek B., *Fatigue behaviour of recycled tyre rubber-filled concrete and its implications in the design of rigid pavements*. Construction and Building Materials 21, 1918–1927, 2007.
- [Herzog 05]** : Herzog T., Volz M., Natterer J., Winter W. and Schweitzer R., *Construction en bois*. Presses polytechniques et universitaires romandes, CH-1015 Lausanne, Suisse. 3^e édition française entièrement revue, 2005.
- [Hill 63]** : Hill R., *Elastic properties of reinforced solids : some theoretical principles*. J. Mech. Phys. Solids, 11, pp 357-372, 1963.
- [Hilsdorf 66]** : Hilsdorf H. K., and Kesler C. E., *Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses*. ACI Journal, Proceedings V. 63, No.10, pp. 1059-1076, Oct. 1966.

- [Hobbs 71]** : Hobbs D.W., *The dependence of the bulk modulus, Young's modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration*. Mat. Struct. 4: 107-114, 1971.
- [Hordijk 91]** : Hordijk D. A., Thesis: *Local approach to fatigue of concrete*. Delft, Hollande, 1991.
- [IST 04]** : Institut Science et Technologie du Viet Nam, Projet : *Perfectionnement de la technologie à réaliser, retirer caoutchouc usagés pour produire quelques produits caoutchouc pour économiser matières premières et matériaux et protéger l'environnement*. Hanoi, 2004.
- [ITST 02]** : Institut de Transport Science et Technologie (ITST), Projet National : *Etudier nouvelle technologie dans la construction des chaussées de route et aéroport par béton précontraint*. Hanoi, 2002.
- [Kachanov 58]** : Kachanov L.M., *Etude de la rupture par fluage des métaux en sollicitation uniaxiale « On the creep fracture time »*. In Izvestiya Akademii Nauk en en Russe, 1958.
- [Kaloush 05]** : Kaloush K. E., Way G. B. and Zhu H., *Properties of Crumb Rubber Concrete*. Transportation Research Record. Journal of the Transportation Research Board, Volume 1914, 2005.
- [Kerasley 01]** : Kerasley E. P. and Wainwright P.J., *Porosity and permeability of foamed concrete*. Cement Concr Res, 31: 805–12, 2001.
- [Kesler 53]** : Kesler C. E., *Effect of speed of testing on flexural strength of plain concrete*. HRB Proceedings, V.32, 1953.
- [Khaloo 08]** : Khaloo A. R., Dehestani M. and Rahmatabadi P., *Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire–rubber particles*. Waste Management 28, 2472–2482, 2008.
- [Khatib 99]** : Khatib Z. K. and Bayomy F. M., *Rubberized portland cement concrete*, Journal of Materials in Civil Engineering, 206-213.
- [Koehler 04]** : Koehler E.P. and Fowler D.W., *Development of a portable rheometer for fresh Portland cement concrete*. Research report ICAR 105: Measuring the workability of high fines concrete, 2004.
- [Lacarcac 00]** : Lacarcac V., Smith D. J., Pavier M. J. and Priest M., *Fatigue crack growth from plain and cold expanded holes in aluminium alloys*. International Journal of Fatigue 22, 189–203, 2000.
- [LCPC 83]** : Directive de la direction des routes : *Réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques*, diffusée par le LCPC et le SETRA, Annexe 6, juin 1983.

- [LCPC 94]** : Guide Technique, SETRA, LCPC, *Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée*, décembre 1994.
- [Le Boiteux 73]** : Le Boiteux, H. J., *La fatigue dans les matériaux - Aspects physiques et mécaniques*. EDISCIENCE, Paris, 1973.
- [Le Roy 96]** : Le Roy R., *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances*. Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Série ouvrages d'art – OA22, 1996.
- [Lemaitre 82]** : Lemaitre J. and Mazars J., *Application de la théorie de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. AITBTP (Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics), No 401, Janv. 1982.
- [Li 98]** : Li Z., Li F. and Li. J. S. L., *Properties of concrete incorporating rubber tyre particles*. Magazine of Concrete Research, 50, No4, 297-304, Dec.1998.
- [Li 99]** : Li G., Zhaob Y., Panga S.-S., Li Y., *Effective Young's modulus estimation of concrete*. Cement and Concrete Research 29, 1455–1462, 1999.
- [Liang 97]** : Liang R. Y. and Zhou J., *Prediction of fatigue life of asphalt concrete beams*. Int. J, Fatigue V~I. 19, No 2, pp. 117-124, 1997.
- [Løland 80]** : Løland K.E., *Continuous damage model for load-response estimation of concrete*. CCR, Vol 10, 1980.
- [Lutz 97]** : Lutz M. P., Monteiro P.J.M. and Zimmerman R.W., *Inhomogeneous interfacial transition zone model for the bulk modulus of mortar*. Cem Concr Res 27 1113–1122, 1997.
- [Marines 03]** : Marines I., Bin X. and Bathias C., *An understanding of very high cycle fatigue of metals*. International Journal of Fatigue 25, 1101–1107, 2003.
- [Mathias 05]** : Mathias V. Thèse de doctorat : *Recyclage des fraisats d'enrobés dans les bétons hydrauliques routiers*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2005.
- [Mori 73]** : Mori T. et Tanaka K., *Average stress in a matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions*. Acta Metall. Mater., 42(7): 597–629, 1973.
- [Naik 02]** : Naik T.R. and Siddique R., *Properties of concrete containing scrap tire rubber- An overview*. Report No. CBU-2002-06, REP-459, February, 2002.
- [Neithalath 04]** : Neithalath N., Weiss J. and Olek J., *Acoustic performance and damping behavior of cellulose–cement composites*. Cement & Concrete Composites 26, 359–370, 2004.
- [Neville 00]** : Neville A.M., *Propriétés des bétons*. Quatrième édition. Edition française par CRIB, Editions Eyrolles, 2000.
- [NF EN 12350-2, 99]** : Norme française. Essai pour béton frais. Partie 2 : *Essai d'affaissement*. P 18-439, Décembre 1999.

- [NF EN 12350-7, 01] : Norme française. Essais pour béton frais. Partie 7 : *Teneur en air — Méthode de la compressibilité*. P 18-443, Mars 2001.
- [NF EN 12390-3, 03] : Norme française. Partie 3 : *Résistance à la compression des éprouvettes*. P 18-455, Février 2003.
- [NF EN 12390-5, 01] : Norme française. Partie 5 : *Résistance à la flexion sur éprouvettes*. P 18-433, Octobre 2001.
- [NF EN 12390-6, 01] : Norme française. Partie 6 : *Résistance en traction par fendage d'éprouvettes*. P 18-434, Octobre 2001.
- [NF EN ISO 10534-1, 03] : Norme française. *Détermination du facteur d'absorption acoustique et de l'impédance acoustique à l'aide du tube d'impédance*. Janvier 2003.
- [NFP 18-451] : Norme française. Essai pour béton frais: *Essais d'affaissement*. 1981.
- [Nguyen 98] : Nguyen Q., Do Q.K. and Nguyen V.K., *Nouveaux résultats du composite composé de déchet en caoutchouc*. Vietnamese Journal of science and technology. No4, Volume 36, 1998.
- [Nguyen Thanh 93] : Nguyen Thanh L., Thèse de doctorat : *Le Pneusol : Recherches – Réalisations – Perspectives*. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, le 22 décembre 1993.
- [Nielsen 80] : Nielsen A., *Acoustic emission source based on pencil lead breaking*. The Danish welding institute publication, 1980.
- [Papakonstantinou 06] : Papakonstantinou C.G. and Matthew J.T., *Use of waste tire steel beads in Portland cement concrete*. Cement and Concrete Research 36, 1686–1691, 2006.
- [Paris 63] : Paris P. and Erdogan F., *A critical analysis of crack propagation laws*, Journal of Basic Engineering, Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, pp. 528-534, December 1963.
- [Park 05] : Park S.B., Seo D.S. and Lee J., *Studies on the sound absorption characteristics of porous concrete based on the content of recycled aggregate and target void ratio*. Cement and Concrete Research 35, 1846– 1854, 2005.
- [Pavese 06] : Pavese M., Fino P., Ugues D. and Badini C., *High cycle fatigue study of metal–ceramic co-continuous composites*. Scripta Materialia 55, 1135–1138, 2006.
- [Pindado 99] : Pindado M.Á., Aguado A. and Josa A., *Fatigue behavior of polymer-modified porous concretes*. Cement and Concrete Research 29, 1077–1083, 1999.
- [Pons 82] : Pons G., *Comportement des bétons soumis à des sollicitations cycliques: Bibliographie critique sur les limites de fatigue et sur les lois du comportement rhéologique*. AFREM, Groupe "Mécanique de la rupture des bétons". Communication du 16 Décembre 1982.

- [Quéneudec t’Kint 05]** : Quéneudec t’Kint M. and Douzane O., *Recyclage des Matériaux Valorisation de déchets et agro-ressources*. Laboratoire des Technologies Innovantes. Rouen -Mai 2005.
- [Raithby 74]** : Raithby K. D. et Galloway J. W., *Effect of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete*. AIC publication SP. 41. 2. Abeles symposium: fatigue of concrete, 1974.
- [Redjel 95]** Redjel B., *Etude expérimentale de la fatigue du béton en flexion 3 points*. Cement and Concrete Research, Vol. 25. No. 8, pp. 1655-1666, 1995.
- [Reichard 64]** : Reichard T.W., *Creep and drying shrinkage of lightweight and normal weight concretes*, National Bureau Standing Monograph, 74, Washington DC, march 1964.
- [Rilem CPC8, 72]** : *Modulus of elasticity of concrete in compression*. Materials and structure. Vol. 6, No. 30, 507-512, Recommandations RILEM CPC8, Nov.-Dec. 1972.
- [Savas 96]** : Savas B.Z., Ahmad S. and Fedroff D., *Freeze-thaw durability of concrete with ground waste tire rubber*. Transportation Research Record No. 1574, Transportation Research Board, Washington DC, 80-88, 1996.
- [Schechinger 07]** : Schechinger B. and Vogel T., *Acoustic emission for monitoring a reinforced concrete beam subject to four-point-bending*. Construction and Building Materials 21, 483–490, 2007.
- [Sedran 04]** : Sedran T., Mauget G., Deplesenaire G. and Mauduit V., *Recycling stabilized fly ash from municipal solid waste incineration facility in road hydraulic materials*. International RILEM Conference on the Use of Recycled Material in Buildings and Structures, Barcelona, Spain,. Volume 1, 8-11 November 2004.
- [Segre 00]** : Segre N., Joekes I., *Use of tire rubber particles as addition to cement paste*. Cement and Concrete Research 30, 1421-1425, 2000.
- [Shi 93]** : Shi X. P., Fwa T.F. and Tan S.A., *Flexural fatigue strength of plain concrete*. ACI Materials Journal, 90, 5, 435-440, 1993.
- [Shkarayev 03]** : Shkarayev S., *Theoretical modeling of crack arrest by inserting interference fit fasteners*. International Journal of Fatigue 25, 317–324, 2003.
- [Sika 158-540, 05]** : Sika Stabilizer 300 SCC. Viscosity Modifying Admixture. Product Data Sheet. Identification No. 158-540, Edition 10.2005.
- [Sonsino 07]** : Sonsino C.M., *Course of SN-curves especially in the high-cycle fatigue regime with regard to component design and safety*. International Journal of Fatigue 29, 2246–2258, 2007.
- [Sukontasukkul 06]** : Sukontasukkul P. and Chaikaew C., *Properties of concrete pedestrian block mixed with crum rubber*. Construction and Building Materials, 20: 450–457, 2006.

- [**Topçu 09**] : Topçu I.B. and Bilir T., *Analysis of Rubberized Concrete as a Three-phase Composite Material* Journal of composite materials ISSN 0021-9983 CODEN JCOMBI, vol. 43, No11, pp. 1251-1263, 2009.
- [**Topçu-1 97**] : Topçu I.B., *Assesment of the brittleness idex of rubberized concretes*. Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 2, pp. 177-183, 1997.
- [**Topçu-2 97**] : Topçu I.B. and Avcular N., *Analysis of rubberized concrete as a composite material*. Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 8, pp. 1135-1139, 1997.
- [**Toumi 98**] : Toumi A., Thèse de doctorat : *Etude du processus de propagation de fissures par fatigue dans le béton*. Université Paul Sabatier de Toulouse, 1998.
- [**Tran 06**] : Tran Q.T., Thèse de doctorat : *Interface ancien-nouveau béton : Caractérisation du comportement adoucissant de l'interface en cours de décollement et son évolution dans le cas de sollicitation de fatigue*. Université Paul Sabatier de Toulouse, 2006.
- [**Troxell 58**] : Troxell G.E., Raphael J.M. and Davis R.E., *Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete*, Proc. ASTM., 58, pp. 1101-20, 1958.
- [**Turatsinze 05**] : Turatsinze A., Bonnet S. and Granju J.L., *Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars: improvement in cracking shrinkage resistance*. Construction and Building Materials, 21: 176-181, 2005.
- [**Turatsinze 96**] : Turatsinze A. and Bascoul A., *Restrained Crack Widening in Mode I Crack Propagation for Mortar and Concrete*. Advn Cem Bas Mat, 4:77-92, 1996.
- [**Wu 98**] : Wu K. and Zhou J., *The Influence of the matrix-aggregate bond on the strength and brittleness of concrete*, Bonding in Cementitious Composites, S. Mindess and S. P. Shah (eds.), Materials Research Society, Pittsburgh, pp. 29-34, 1998.
- [**Xi 04**] : Xi Y., Li Y., Xie Z., and Lee J.S, *Utilization of Solid Wastes (Waste Glass and Rubber Particles) As Aggregates in Concrete*, Proc. of International Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology, Beijing, China, 45-54, May 20-21, 2004.
- [**Yang 09**] : Yang C.C. and Liang C.H., *The influence of medium–high temperature on the transport properties of concrete by using accelerated chloride migration test*. Materials Chemistry and Physics 114, 670–675, 2009.
- [**Zhang 02**] : Zhang B., Bicanic N., Pearce C.J. and Phillips D.V., *Relationship between brittleness and moisture loss of concrete exposed to high temperatures*. Cement and Concrete Research 32. 363–371, 2002.



ANNEXES

V.1. MATERIAUX UTILISES

Les fiches techniques du gravillon roulé de classe (4/10) mm et du sable de classe (0/4) mm sont présentées sur les Figure V-1 et Figure V-2.

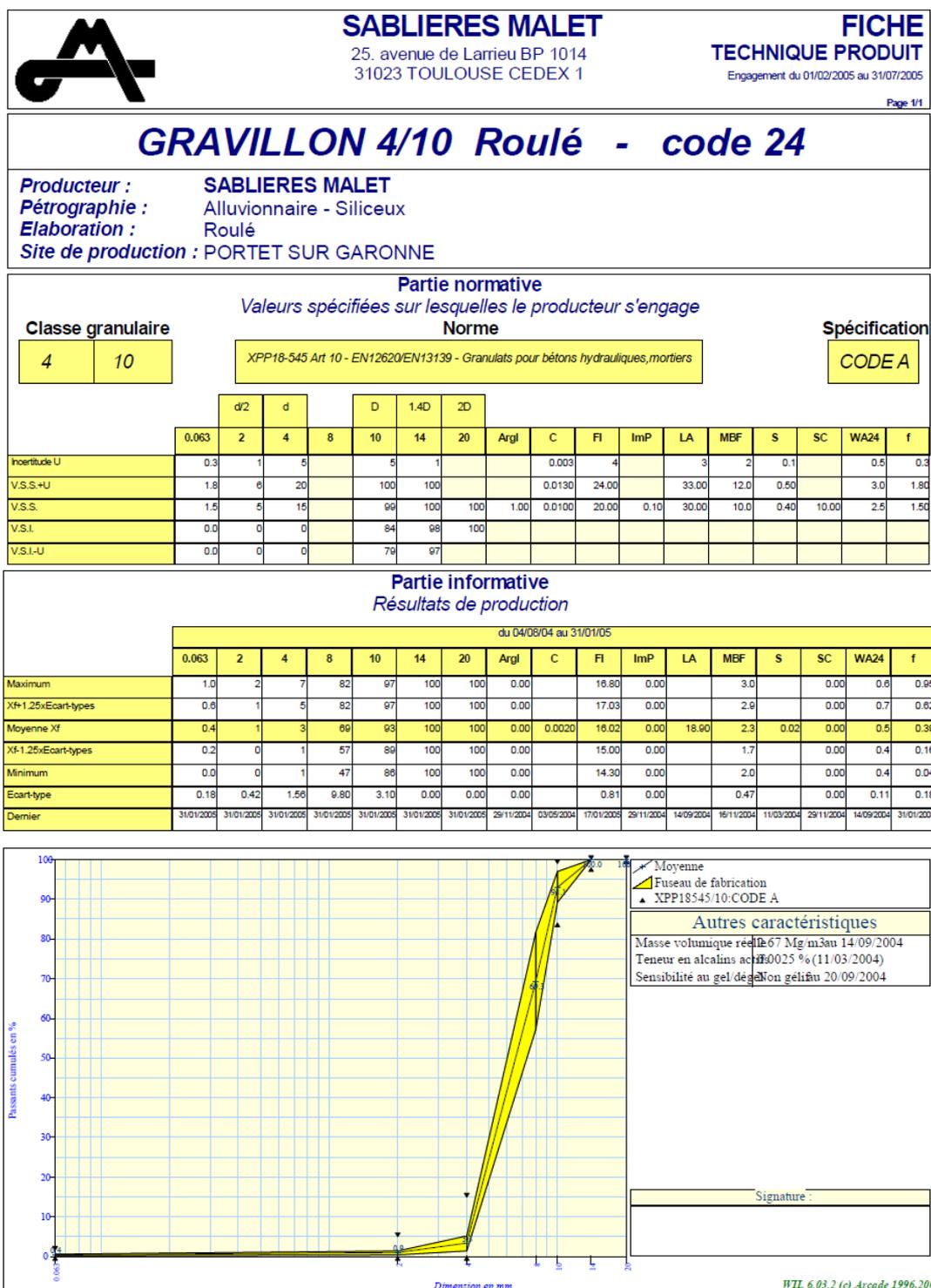


Figure V-1 : Fiche technique du gravillon roulé de classe (4/10) mm.



SABLIERES MALET

25. avenue de Larrieu BP 1014
31023 TOULOUSE CEDEX 1

**FICHE
TECHNIQUE PRODUIT**

Engagement du 01/02/2005 au 31/07/2005

Page 1/1

SABLE 0/4 Roulé - code 22

Producteur : SABLIERES MALET
Péetrographie : Alluvionnaire - Siliceux
Elaboration : Roulé
Site de production : PORTET SUR GARONNE

Partie normative

Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage

Classe granulaire

0	4
---	---

Norme

XPP18-545 Art 10 - EN12620/EN13139 - Granulats pour bétons hydrauliques, mortiers

Spécification

CODE A

	D									2D							
	0.063	0.125	0.25	0.5	1	2	4	5.6	8	C	FM	ImP	MB	S	SE	WA24	f
Incertitude U	1		2		4		2	0		0.003	0.15		0.5	0.1	6	0.5	1
V.S.S.+U	7.0		42		82		100	100		0.0130	3.71		2.00	0.50		3.0	7.00
V.S.S.	6.0		40		78		98	100	100	0.0100	3.66	0.10	1.50	0.40		2.5	6.00
V.S.I.	0.0		0		38		88	95	100		2.96				65.00		0.00
V.S.I.-U	0.0		0		34		86	95			2.81				59.00		0.00
Ecart-type max			12.12		12.12						0.18						

Partie informative

Résultats de production

	du 04/08/04 au 03/02/05																
	0.063	0.125	0.25	0.5	1	2	4	5.6	8	C	FM	ImP	MB	S	SE	WA24	f
Maximum	5.5	9	18	43	68	87	97	100	100		3.41				94.00		5.51
Xf+1.25xEcart-types	3.1	6	15	42	66	83	96	100	100		3.34				93.07		3.12
Moyenne Xf	1.8	4	12	37	61	77	94	100	100	0.0010	3.15	0.00	0.40	0.02	87.91	0.9	1.76
Xf-1.25xEcart-types	0.4	2	8	32	56	71	93	99	100		2.96				82.75		0.40
Minimum	0.3	1	8	30	53	69	91	98	100		2.94				76.00		0.33
Ecart-type	1.09	1.93	2.70	3.61	4.09	4.70	1.19	0.44	0.00		0.15				4.13		1.09
Demier	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	01/02/2005	03/05/2004	01/02/2005	29/11/2004	04/08/2004	03/05/2004	01/02/2005	14/09/2004	01/02/2005

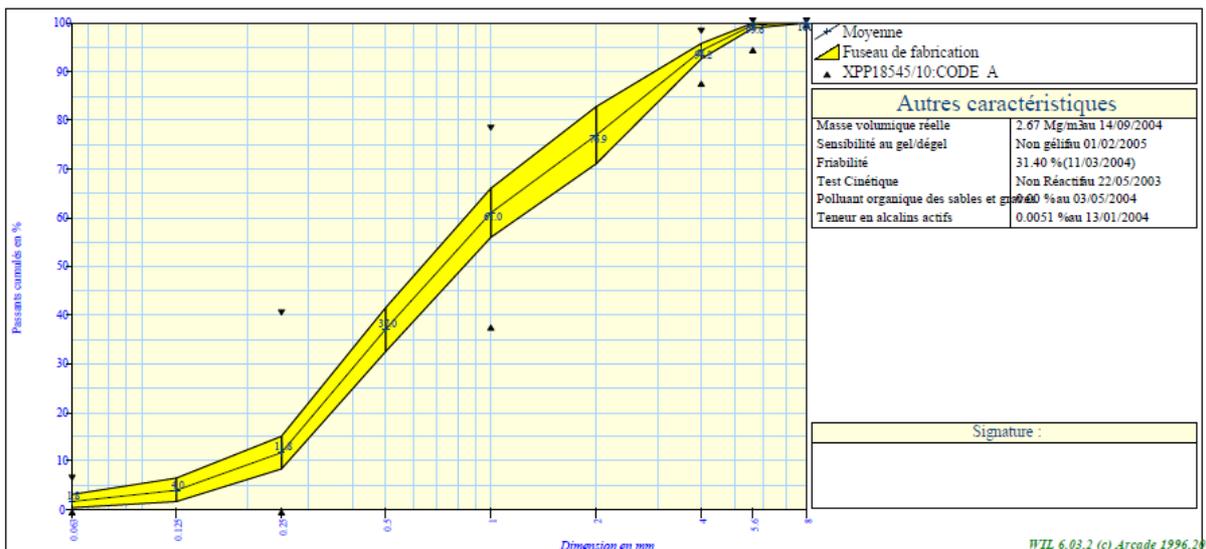


Figure V-2 : Fiche technique du sable de classe (0/4) mm.

V.2. COMPATIBILITE ENTRE DEUX ADJUVANTS UTILISES SUR DES PROPRIETES MECANIQUES DU BETON A BASE CIMENTAIRE

Pour évaluer globalement la compatibilité entre deux adjuvants utilisés dans notre recherche : le superplastifiant - Sika ViscoCrete 3030 et l'agent de viscosité - Sika Stabilizer 300 SCC sur des propriétés mécaniques du béton à base cimentaire, nous avons réalisé les essais de compression et de module d'élasticité à 28 jours avec deux compositions : B0GC et B0GC*. Le B0GC est le béton de référence utilisé dans cette thèse. La composition du B0GC* est similaire à celle du B0GC mais nous n'avons pas utilisé d'agent de viscosité Sika Stabilizer 300 SCC.

Le Tableau V-1 présente l'effet de la présence de l'agent de viscosité Sika Stabilizer 300S CC sur la résistance en compression et le module d'élasticité de deux bétons B0GC et B0GC*. Les résultats indiquent que les différences respectives de la résistance en compression et du module d'élasticité entre deux bétons sont inférieures à 1,0%. Nous pouvons conclure que l'agent de viscosité Sika Stabilizer 300 SCC n'entraîne pas d'effet défavorable sur des propriétés mécaniques du béton cimentaire et notamment qu'il ne présente pas de conflit avec le superplastifiant - Sika ViscoCrete 3030.

Tableau V-1 : Influence de l'agent de viscosité Sika Stabilizer 300S CC sur la résistance en compression et module d'élasticité à l'âge 28 jours du B0GC et du B0GC*.

Béton	Résistance en compression		Module d'élasticité	
	f_c (MPa)	Dispersion (%)	E_c (GPa)	Dispersion (%)
B0GC	63,7	0,9	34,1	2,4
B0GC*	63,3	4,7	34,3	3,0
Différence (%)	0,6		-0,7	

V.3. COEFFICIENT DE POISSON

Les Figure V-3 et Figure V-4 illustrent les déplacements transversaux et les déformations longitudinales moyens des trois éprouvettes du B0GC pour la détermination du coefficient de Poisson. Les valeurs du coefficient des trois éprouvettes et la valeur moyenne sont répertoriées dans le Tableau V-2.

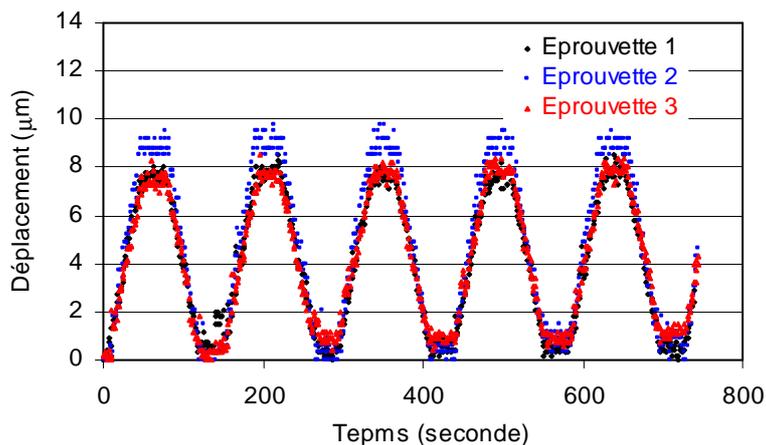


Figure V-3 : Déplacement transversal des trois éprouvettes.

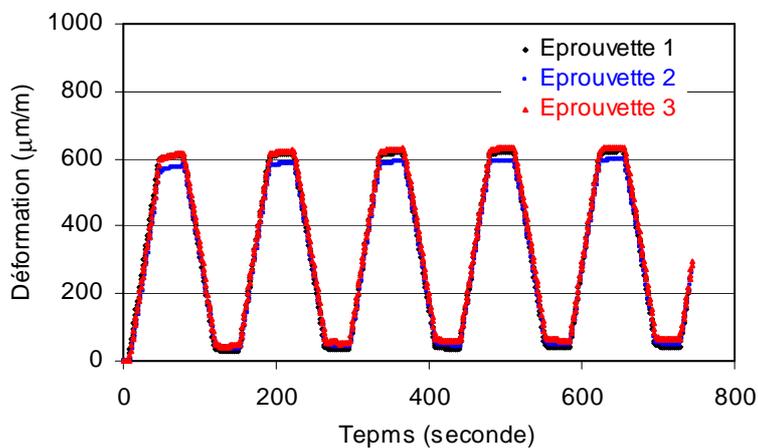


Figure V-4 : Déformation longitudinale des trois éprouvettes.

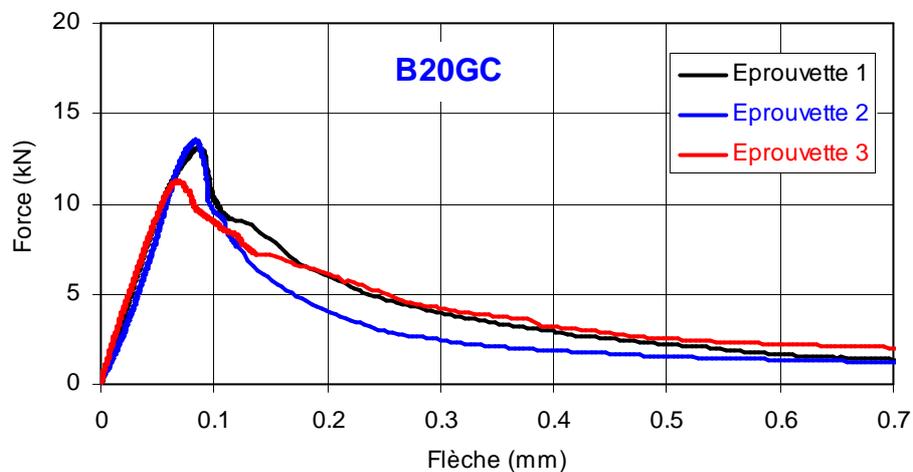
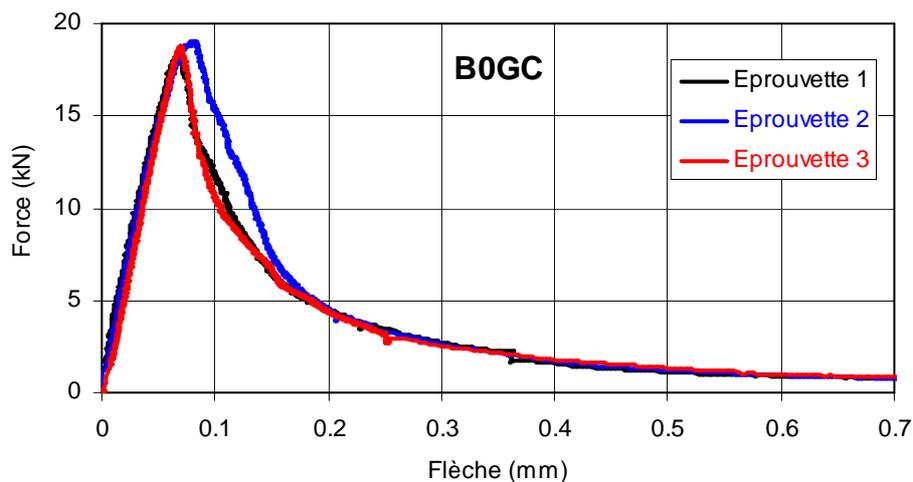
Tableau V-2 : Coefficient de Poisson des trois éprouvettes et la valeur moyenne.

Coefficient de Poisson	N°1	N°2	N°3	Moyenne	Dispersion (%)
	0,22	0,24	0,21	0,22	6,2

V.4. COURBES DES ESSAIS EN FLEXION

V.4.1. Flexion quatre-points

Les courbes “Force-Flèche” obtenues des essais de flexion quatre-points de trois bétons B0GC, B20GC et B40GC sont illustrées sur la Figure V-5.



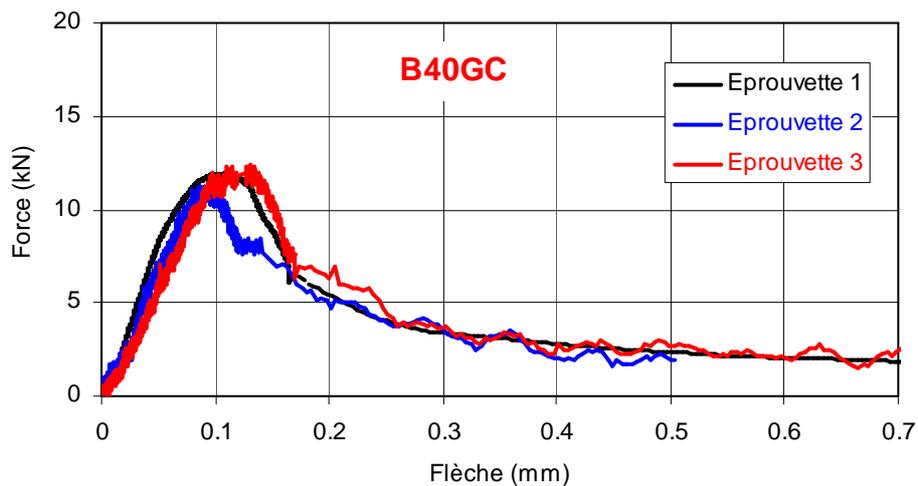
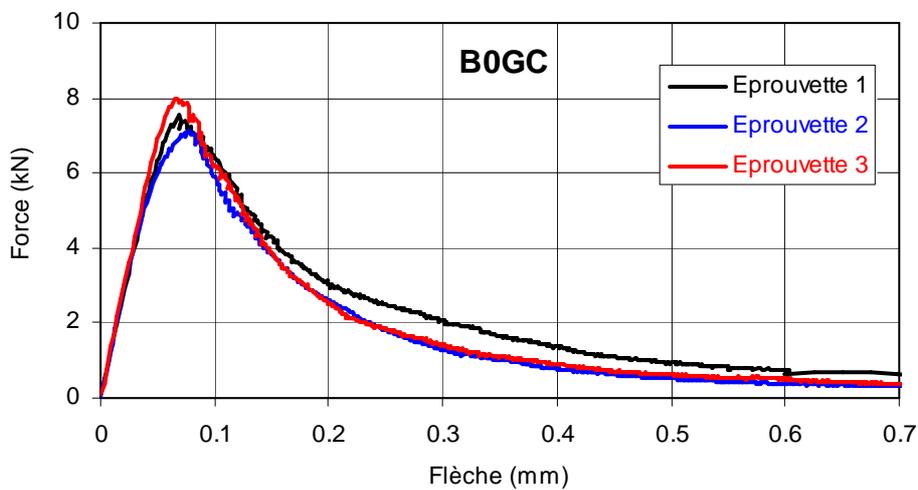


Figure V-5 : Courbes “Force–Flèche” des essais de flexion quatre-points.

V.4.2. Flexion trois-points

Les courbes “Force-Flèche” obtenues des essais de flexion trois-points avec les éprouvettes entaillées de trois bétons B0GC, B20GC et B40GC sont illustrées sur la Figure V-6.



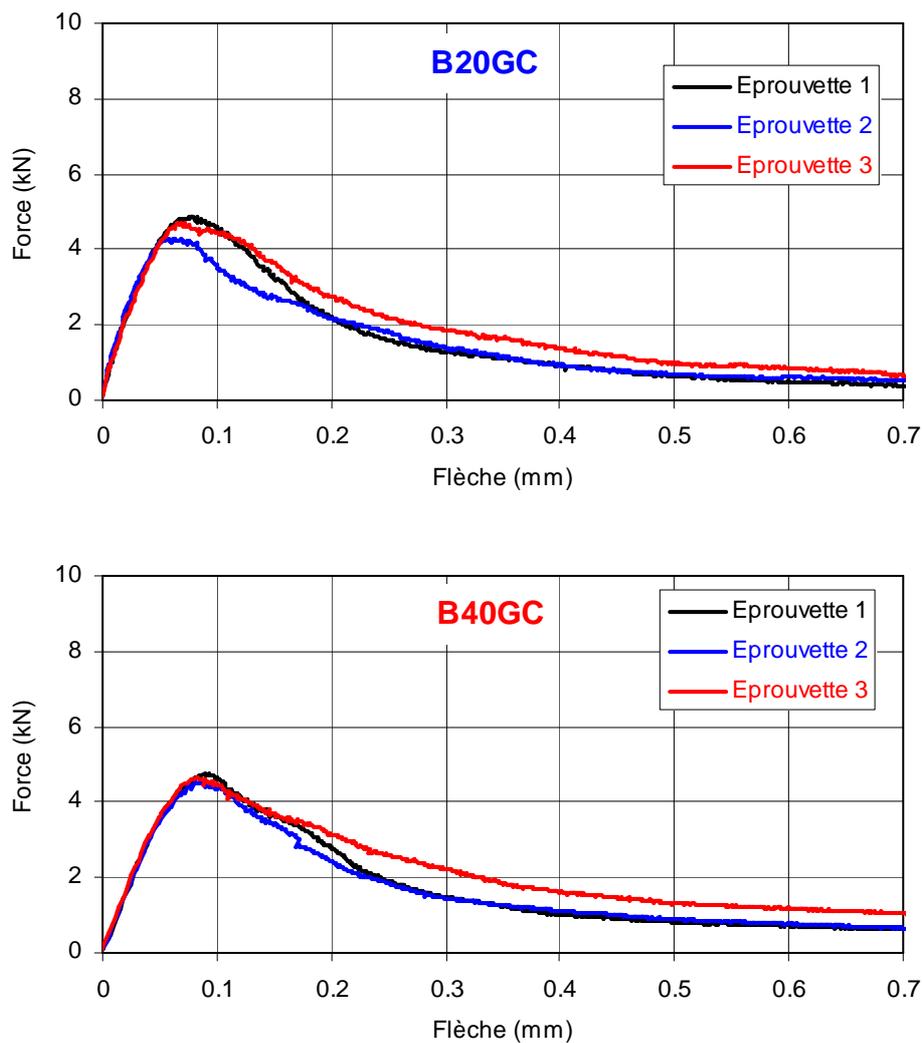


Figure V-6 : Courbes “Force–Flèche” de l’essai trois-points avec les éprouvettes entaillées.

V.5. EMISSION ACOUSTIQUE

La Figure V-7 illustre l'activité acoustique du B0GC, B20GC et B40GC sous l'essai de flexion trois-points.

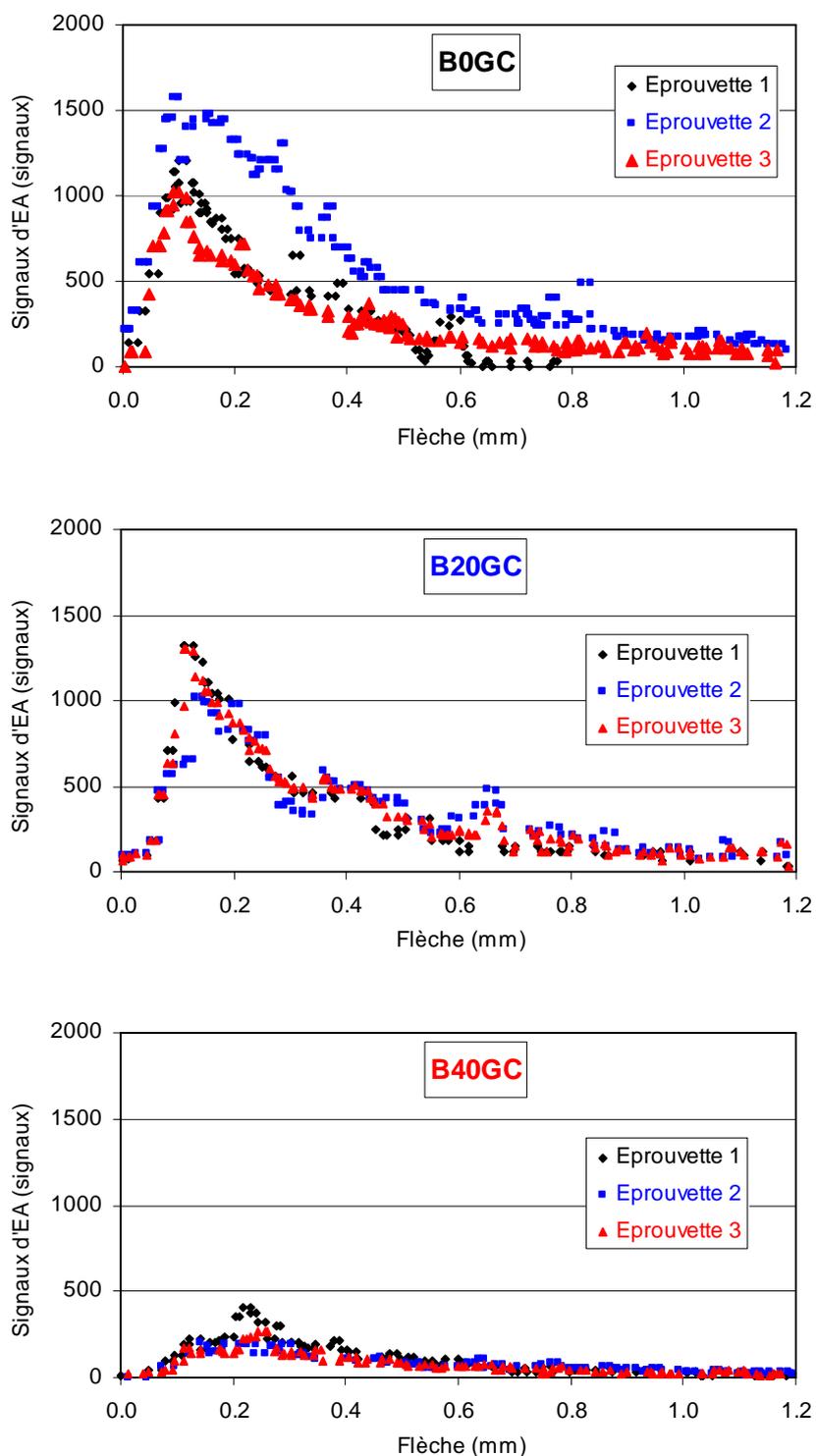
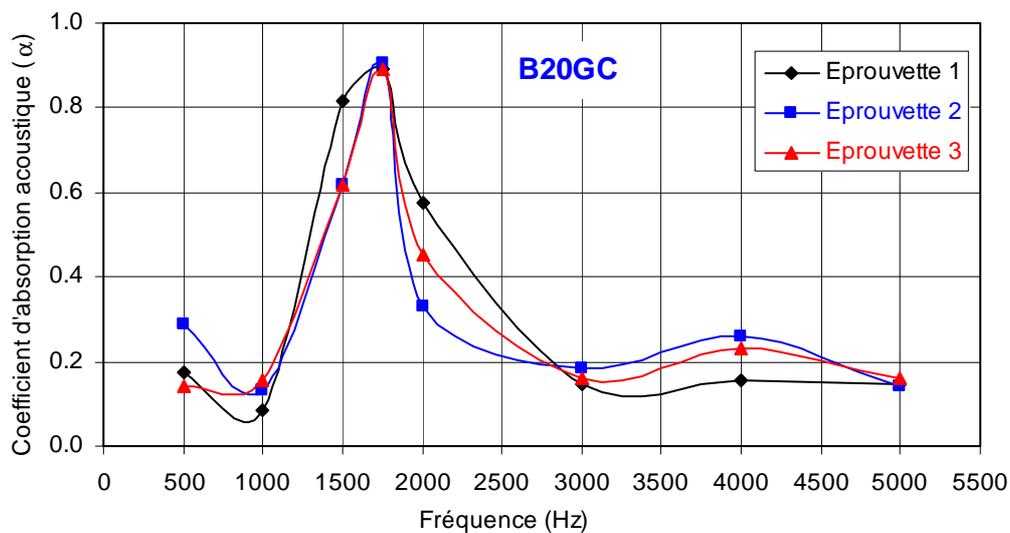
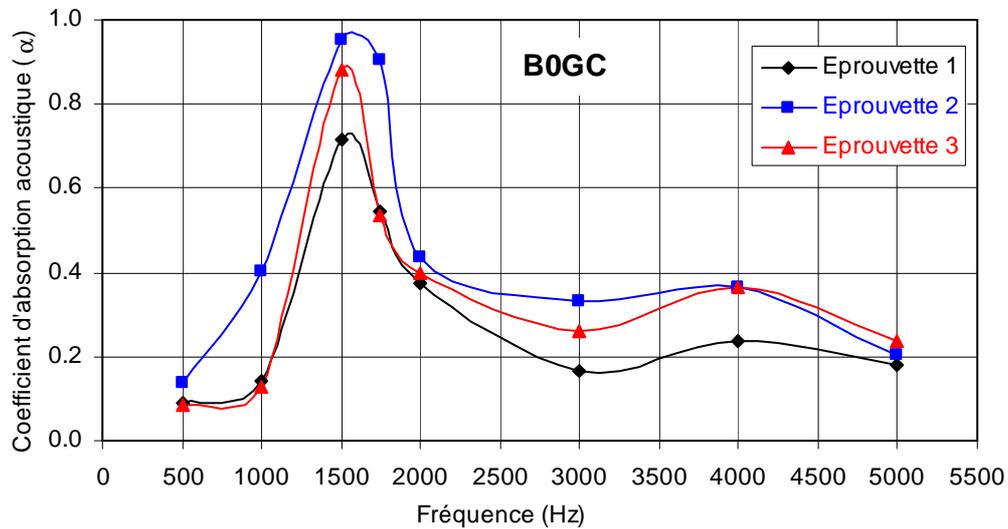


Figure V-7 : Influence du dosage de G.C. sur l'activité acoustique de 3 bétons B0GC, B20GC et B40GC.

V.6. COEFFICIENT D'ABSORPTION D'ACOUSTIQUE

La Figure V-8 représente les valeurs du coefficient d'absorption acoustique du B0GC, B20GC et B40GC.



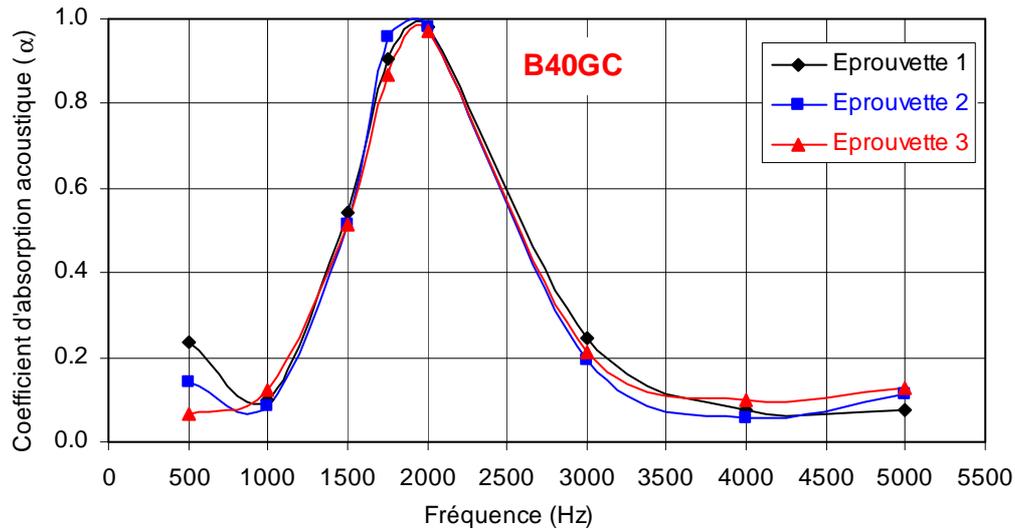


Figure V-8 : Coefficient d'absorption acoustique de 3 bétons B0GC, B20GC et B40GC.

V.7. CALCUL DES MODELES ANALYTIQUES DU MODULE D'ELASTICITE

Dans les parties suivantes, les résultats dans les tableaux ont été complétés par des valeurs théoriques correspondants à des taux d'incorporation en granulats en caoutchouc de 5 et 10% qui n'ont été testés expérimentalement (*).

V.7.1. Modèle de Topçu

E_r , E_a , E_m : Module d'élasticité du granulat en caoutchouc, du gravillon et de la matrice.

V_r , V_a , V_m : Proportion volumique de la phase du G.C., du gravillon et de la matrice.

Dans le béton de référence, V_r est égale à zéro, V_a est de 0,36 et donc V_m est de 0,64.

Avec la méthode inverse, nous avons calculé le module d'élasticité de la phase matrice E_m par les trois relations : modèle parallèle (IV-10), série (IV-11) et distribué (IV-12) à partir du résultat expérimental du module d'élasticité du béton de référence $E_c = 34,08$ GPa et du module d'élasticité du gravillon $E_a = 70$ GPa [Li 99].

➤ **Le cas du modèle parallèle (relation IV-10)**

Après la modification de la relation (IV-10), nous avons obtenu l'expression suivante :

$$E_m = \frac{E_c - E_a V_a}{V_m} \quad (\text{V-1})$$

A partir de (V-1), nous avons obtenu $E_m = 13,88$ GPa.

➤ **Le cas du modèle série (relation IV-11)**

Après la modification de la relation (IV-11), nous avons obtenu l'expression suivante :

$$E_m = \frac{E_a E_c V_m}{E_a - E_c V_a} \quad (\text{V-2})$$

A partir de (V-2), nous avons obtenu $E_m = 26,45$ GPa.

➤ **Le cas du modèle distribué (relation IV-12)**

En remplaçant le rapport $\alpha = \frac{E_a}{E_m}$ dans la relation (IV-12), nous avons obtenu l'expression suivante :

$$E_c = E_m \frac{1 + 2V_a \left(\frac{\frac{E_a}{E_m} - 1}{\frac{E_a}{E_m} + 2} \right)}{1 - V_a \left(\frac{\frac{E_a}{E_m} - 1}{\frac{E_a}{E_m} + 2} \right)}$$

$$\Leftrightarrow E_c = E_m \frac{1 + 2V_a \left(\frac{E_a - E_m}{E_a + 2E_m} \right)}{1 - V_a \left(\frac{E_a - E_m}{E_a + 2E_m} \right)}$$

En multipliant les deux côtés par le dénominateur nous avons l'égalité :

$$E_c \left[1 - V_a \left(\frac{E_a - E_m}{E_a + 2E_m} \right) \right] = E_m \left[1 + 2V_a \left(\frac{E_a - E_m}{E_a + 2E_m} \right) \right]$$

Après quelques modifications, nous avons l'équation du second degré :

$$2(V_a - 1)E_m^2 + (2E_c + E_c V_a - E_a - 2V_a E_a)E_m + (1 - V_a)E_c E_a = 0 \quad (\text{V-3})$$

La résolution de l'équation (V-3) nous donne deux solutions $E_{m1} = 22,30$ GPa et $E_{m2} = -53,50$ GPa. Nous choisissons logiquement la solution positive $E_{m1} = 22,30$ GPa pour le module d'élasticité de la matrice.

Les données du calcul du modèle de Topçu sont répertoriées donc dans le Tableau V-3 suivant :

Tableau V-3 : Les données du calcul du modèle de Topçu.

Béton	E_r (Gpa)	E_a (Gpa)	Trois cas de E_m			V_r	V_a
			Modèle parallèle	Modèle série	Modèle distribué		
B0GC	1,50	70,00	13,88	26,45	22,3	0,00	0,36
B5GC						0,02	
B10GC						0,03	
B20GC						0,07	
B30GC						0,10	
B40GC						0,13	

Tableau V-4 : Les valeurs théoriques du modèle de Topçu (le cas E_m du modèle parallèle, $E_m = 13,88$ GPa) et les résultats expérimentaux du module d'élasticité.

E_{ar} (GPa)	$\alpha = (E_{ar}/E_m)$	$V_{ar} = V_a + V_r$	Topçu (E_m du modèle parallèle (GPa)	Résultat expérimental (GPa)
194,44	14,01	0,36	31,10	34,08
70,00	5,04	0,38	25,34	*
41,99	3,03	0,39	21,71	*
23,52	1,69	0,43	17,50	23,53
16,36	1,18	0,46	14,98	17,78
12,59	0,91	0,49	13,24	16,65

Tableau V-5 : Les valeurs théoriques du modèle de Topçu (le cas E_m du modèle série, $E_m = 26,45$ GPa) et les résultats expérimentaux du module d'élasticité.

E_{ar} (GPa)	$\alpha=(E_{ar}/E_m)$	$V_{ar}=V_a+V_r$	Topçu (E_m du modèle série (GPa))	Résultat expérimental (GPa)
194,44	7,35	0,36	52,13	34,08
70,00	2,65	0,38	38,65	*
41,99	1,59	0,39	31,90	*
23,52	0,89	0,43	25,18	23,53
16,36	0,62	0,46	21,48	17,78
12,59	0,48	0,49	18,99	16,65

Tableau V-6 : Les valeurs théoriques du modèle de Topçu (le cas E_m du modèle distribué, $E_m = 22,30$ GPa) et les résultats expérimentaux du module d'élasticité.

E_{ar} (GPa)	$\alpha=(E_{ar}/E_m)$	$V_{ar}=V_a+V_r$	Topçu (E_m du modèle distribué (GPa))	Résultat expérimental (GPa)
194,44	8,72	0,36	45,71	34,08
70,00	3,14	0,38	34,71	*
41,99	1,88	0,39	28,86	*
23,52	1,05	0,43	22,81	23,53
16,36	0,73	0,46	19,44	17,78
12,59	0,56	0,49	17,16	16,65

V.7.2. Modèle de Christensen-Lo

❖ Les données:

Proportion volumique des granulats en caoutchouc (V_r).

Les modules de compressibilité ($K_{r,m}$) et de cisaillement ($G_{r,m}$) de la phase du G.C. et de la matrice sont calculés d'après la formule (IV-19) :

$$K_r = 14,58 \quad \text{GPa}$$

$$K_m = 20,28 \quad \text{GPa}$$

$$G_r = 0,59 \quad \text{GPa}$$

$$G_m = 13,97 \quad \text{GPa}$$

❖ **Module de cisaillement du composite (G_c)**Tableau V-7 : Les valeurs η_1 , η_2 et η_3 .

η	Proportion volumique du granulat en caoutchouc (V_r)	
	$(V_r) \neq 0$	$(V_r) = 0$
η_1	-16	-57
η_2	9	28
η_3	6	6

Tableau V-8 : Les coefficients A, B, C, solutions positives de l'équation (IV-21) et les modules de cisaillement des composites (G_c).

Béton	(V_r)	A	B	C	Solution $X > 0$	$G_c = X * G_m$ (GPa)
B0GC	0,00	3.171,84	-916,86	-1.338,12	1,00	13,97
B5GC	0,02	1.116,60	-318,03	-435,53	0,97	13,56
B10GC	0,03	1.146,73	-320,02	-414,75	0,94	13,16
B20GC	0,07	1.201,11	-319,17	-378,77	0,89	12,39
B30GC	0,10	1.250,76	-313,72	-347,59	0,83	11,66
B40GC	0,13	1.296,30	-305,04	-320,46	0,79	10,97

❖ **Module de compressibilité du composite (K_c)**

Tableau V-9 : Les modules de compressibilité des composites d'après la formule (IV-22).

Béton	(V_r)	K_c
B0GC	0,00	20,28
B5GC	0,02	20,18
B10GC	0,03	20,07
B20GC	0,07	19,85
B30GC	0,10	19,64
B40GC	0,13	19,43

❖ Module d'élasticité des composites

Tableau V-10 : Module d'élasticité des composites d'après la formule (IV-20).

Béton	Module d'élasticité (GPa)	
	Modèle de Christensen-Lo	Résultat expérimental
B0GC	34,08	34,08
B5GC	33,24	*
B10GC	32,39	*
B20GC	30,76	23,53
B30GC	29,19	17,78
B40GC	27,69	16,65

V.7.3. Bornes de Hashin-Shtrikman (BHS)

E_r , E_m : Module d'élasticité de la phase de G.C. et de la matrice.

V_r , V_m : Proportion volumique de la phase du G.C. et de la matrice.

Les modules de compressibilité ($K_{r,m}$) et de cisaillement ($G_{r,m}$) sont réutilisables à partir des résultats de la partie VI.6.3 ci-dessus.

Tableau V-11 : Les données du calcul des BHS.

Béton	E_r (GPa)	E_m (GPa)	V_r	V_m
B0GC	1,75	34,08	0,00	1,00
B5GC			0,02	0,98
B10GC			0,03	0,97
B20GC			0,07	0,93
B30GC			0,10	0,90
B40GC			0,13	0,87

Tableau V-12 : Module d'élasticité de la BHS supérieure.

Béton	K_{sup} (GPa)	G_{sup} (GPa)	BHS_{sup} (GPa)	E experimental (GPa)
B0GC	20,28	13,97	34,08	34,08
B5GC	20,18	13,56	33,24	*
B10GC	20,07	13,16	32,39	*
B20GC	19,85	12,39	30,77	23,53
B30GC	19,64	11,67	29,23	17,78
B40GC	19,43	11,00	27,77	16,65

Tableau V-13 : Module d'élasticité de la BHS inférieure.

Béton	K_{inf} (GPa)	G_{inf} (GPa)	BHS_{inf} (GPa)	E experimental (GPa)
B0GC	20,28	13,97	34,08	34,08
B5GC	20,16	12,05	30,14	*
B10GC	20,03	10,52	26,85	*
B20GC	19,78	8,37	22,01	23,53
B30GC	19,54	6,91	18,54	17,78
B40GC	19,31	5,86	15,98	16,65