Th 2 000 604

S0376
J999
11

N° d'ordre : 2461

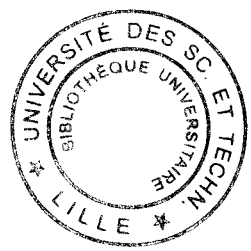
Université des Sciences et Technologies de Lille

THESE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LILLE

Discipline : Génie Civil



Présentée

Par

GOTUWKA Vincent

Sujet

Etude expérimentale du comportement mécanique des Bétons à Très Hautes Performances sous sollicitations multiaxiales simples et complexes

Soutenue le 19 Janvier 1999
devant le jury composé de :

Président : M Reynouard, Professeur, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon
Rapporteur : M Bascoul, Professeur, Université de Toulouse III
Rapporteur : M Torrenti, Habilité à diriger des recherches, Ecole des Ponts et Chaussées
M Buyle-Bodin, Professeur, EUDIL, Lille I
M Kondo, Professeur, Université de Lille I
M Sieffert, Professeur, ENSAI de Strasbourg
M Siwak, Professeur, Ecole de Mines de Douai
M Toutlemonde, Ingénieur de Recherche au LCPC, Paris

Laboratoire d'accueil
Département Génie Civil de L'Ecole des Mines de Douai

REMERCIEMENTS

Ce travail, soutenu par le Projet National BHP 2000, a été réalisé au département Génie Civil de l'Ecole des Mines de Douai. Je tiens à remercier, M Jean Michel Siwak directeur du département pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire, pour avoir suivi mon travail et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Je remercie M Jean Marie Reynouard qui a accepté de présider le jury.

J'exprime ma reconnaissance à Messieurs Alain Bascoul et Jean Michel Torrenti qui m'ont fait l'honneur d'être rapporteurs de cette thèse.

J'adresse mes plus vifs remerciements à messieurs François Buyle-Bodin et Jean Georges Sieffert d'avoir accepté d'examiner ce travail. Je remercie aussi vivement M François Toutlemonde, ingénieur recherche au LCPC et animateur du Projet National BHP 2000, pour ses nombreuses suggestions et remarques.

C'est un réel plaisir de remercier M Djimédo Kondo avec qui j'ai commencé mon apprentissage de la recherche en DEA et qui m'a fait l'honneur de travailler avec moi au cours de cette thèse. Son rôle fut essentiel dans ce travail et je voudrais souligner combien son soutien, son aide et ses conseils m'ont été précieux.

J'adresse mes remerciement à Messieurs Abriak, Fayet et Garcia-Diaz pour leur soutien et leurs conseils. Je n'oublie pas Messieurs Pecqueur et Potier ainsi que tous les membres du laboratoire.

J'adresse mes amitiés et mes remerciements à tous mes amis thésards, Alain, David, Habib, Mohammed, Patrick, Sylvain... et en particulier Franck Gandola et Caroline Crignon mes voisins de bureau pour leur bonne humeur et leur disponibilité. Je les remercie de m'avoir supporté pendant ces trois ans. Ce fut un réel plaisir de travailler en leur compagnie.

Enfin, je n'oublie pas le soutien de mes parents et de mon frère Jérôme.

Résumé

L'élaboration d'une réglementation et d'une modélisation adaptée aux nouveaux matériaux de construction que sont les Bétons à Très Hautes Performances est un domaine de recherche expérimentale largement ouvert. Ce travail concerne l'étude expérimentale de trois bétons, un béton normal et deux bétons à très hautes performances avec ajouts de fumées de silice (BTHP), sous sollicitations multiaxiales. Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet national BHP2000 qui a pour objectif l'extension des règlements de calcul BAEL et BPEL aux BTHP (aux bétons de résistances caractéristiques supérieures à 80 MPa). La campagne expérimentale de caractérisation sous sollicitation de compression triaxiale axisymétrique a souligné l'augmentation de l'efficacité du confinement pour les bétons à très hautes performances : la ductilité du matériau augmente avec la pression de confinement mais la transition fragile/ductile des BTHP apparaît à des niveaux de contraintes plus importants. Cette campagne expérimentale a été complétée par des essais de compression torsion, essais permettant la création d'un champ de compression traction et induisant une rotation des axes principaux des contraintes. Le comportement reste quasi-linéraire et faiblement irréversible. Une étude spécifique des mécanismes de dégradation du béton en torsion a fait apparaître l'existence d'un seuil de fissuration. La mise en œuvre d'une méthodologie se basant sur la perte d'homogénéité des réponses en déformation offre la possibilité de déterminer le seuil de fissuration délimitant ainsi la partie de l'essai de torsion sur cylindre plein représentative du comportement du matériau et celle représentative du comportement d'une structure. Cette étude permet de déterminer les bornes inférieures de résistance du Bo et des BTHP en cisaillement pure et en cisaillement combiné avec de la compression. La comparaison de ces limites de résistances permet de vérifier la validité de l'extrapolation des critères des codes de calcul français jusqu'aux bétons de 120 MPa.

Mots clés :

Béton – Béton à Très Hautes Performances – Comportement mécanique – Compression triaxiale – Cisaillement – Torsion – Endommagement – Fissuration – Rupture- Règlement de Calcul

Abstract

The elaboration of a regulation and a modelisation suited to new building materials is a research field widely opened.
This work presents an experimental study of the mechanical behavior of Very High Performance Concrete under triaxial axisymetrical compression. A comparative analysis deals with three plain concretes, one Normal Concrete and two Very High Performances Concretes. This investigation fits in with the "BHP 2000" national project which has as main objective the extension of the regulations up to 100-120 MPa concretes.
First, we present the materials and we characterize the mechanical behavior under multiaxial axisymetrical sollicitations. The study of the ultimate stresses of confined concrete shows the confinement efficiency slightly increases with the compressive stresses and the silica fume addition. The ductility increases with the confinement too but the transition brittle/ductile appears at more important pressure.
This experimental study has been completed with an experimental investigation of Very High Strength Concrete behavior under compression and torsion combined. The behavior is quasi-linear and slightly irreversible. A specify study of deformation and damage mechanisms shows the presence of a cracking torque. This cracking stress determines the lower bound of shear strength. Beyond this level, the experimental results are representative of the behavior of a structure and not of the material.
A methodology based on the loss strain homogeneity is assumed to allow the evaluation of the cracking torque. Finally, the experimental results for cracking tangential stresses are compared with the cracking criterion under combined normal and shear stresses used in the French code of practice. The good agreement between experimental and compute data indicates the validity of this criterion up to 120 MPa concrete.

Keywords :

Concrete – Very High Performance Concrete- Mechanical Behavior – Triaxial Compression – Shear – Torsion – Damage – Cracking – Failure – Code of practice

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I

Le Béton à Très Hautes Performances, caractérisation et état de la microstructure

1. Le béton à très hautes performances (BTHP) *5*

1.1 Composants des bétons à très hautes performances **5**

1.1.1 Les granulats 5

1.1.2 Ciment : Aspects physico-chimiques 6

1.1.3 Le fluidifiant 10

1.1.4 Les ultrafines 11

1.2 Etat de la microstructure du béton à très hautes performances **13**

1.2.1 Matériaux étudiés 14

1.2.2 Porosité 15

1.2.3 Modification de l'interface pâte/granulat : influence de l'ajout de fumée de silice 23

1.2.4 Etat de contrainte et défauts initiaux 25

2 Caractéristiques mécaniques *26*

2.1 Modules d'Young et coefficients de Poisson **26**

2.2 Résistance à la traction **28**

2.2.1 Résistance au fendage 28

2.2.2 Résistance à la flexion 29

2.3 Caractéristiques des matrices **30**

3 Conclusion *32*

Chapitre II

Etude expérimentale du comportement des BTHP

1 Approche physique du comportement mécanique du béton 34

1.1 Traction 35

1.2 Compression 36

2 Modèles physiques de comportement, mécanismes de fissuration 36

2.1 Modèle triphasique 37

2.2 Modèle de miroporosité de Zaitsev et Wittmann (1981) 39

2.3 Modèle de mésofissuration 39

3 L'essai de compression triaxiale 41

3.1 Appareillage 41

3.2 Chemins de contrainte 42

3.3 Mesure des déformations longitudinales et transversales 42

3.4 Préparation des jauges 42

3.5 Préparation de l'essai 43

3.5.1 Géométrie du corps d'épreuve 43

3.5.2 Caractérisation 43

3.6 Imperfections expérimentales, non uniformité des champs de contraintes et de déformations. 43

3.7 Protection du corps d'épreuve sous pression de confinement 45

3.8 Remarque 45

4 Résultats expérimentaux 45

4.1 Essai de compression isotrope 45

4.1.1 Degré d'isotropie initiale des bétons 46

4.1.2 Résultats expérimentaux 46

4.2 Comportement des bétons à hautes performances en compression simple 48

4.3 Essai de compression déviatorique monotone 50

4.3.1 Courbes de comportement 51

4.3.2 Comportement du matériau sous sollicitations triaxiales déviatoriques 53

4.4 Influence de la pression de confinement 53

4.4.1 Influence de la pression de confinement sur la contrainte de rupture 53

4.4.2 Surface seuil et surface de rupture 54

4.4.3 Influence de la pression de confinement sur les caractéristiques mécaniques 55

4.5 Influence de la résistance des bétons sur les surfaces seuil 56

4.5.1 Relation contrainte de rupture-pression confinement 56

4.5.2 Relation contrainte au seuil de linéarité-pression de confinement 58

4.5.3 Relation contrainte au seuil de dilatance - pression de confinement 58

4.5.4 Efficacité du confinement 59

4.6 Courbes contraintes-déformations volumiques 60

5 Mécanismes de dégradation sous sollicitations de compression 64

5.1 Essais de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement 64

5.2 Courbes contraintes déformations 65

5.2.1 Béton Bo 65
5.2.2 Béton BHP 66
5.2.3 Béton BTHP 66

5.3 Evolutions caractéristiques mécaniques 67

5.3.1 Compression simple comparaison Bo, BHP et BTHP 67
5.3.2 Evolution des caractéristiques mécaniques en compression triaxiale 68

5.4 Comportement irréversible 70

5.4.1 Boucles d'hystérésis 70
5.4.2 Déformations anélastiques 70
5.4.3 Relation dégradation des caractéristiques mécaniques-déformations anélastiques 73

6 Conclusion 76

Chapitre III

Etude expérimentale du comportement des BTHP en torsion pure et en torsion compression

1. Synthèses d'études antérieures 78

2. Dispositif expérimental et analyse des états de contraintes 79

2.1. Machine de Torsion Compression 79

2.2. Géométrie du corps d'épreuve 80

2.3. Encastrement 81

2.4. Analyse des états de contraintes et de déformations 82

2.4.1. Hypothèses : 82
2.4.2. Torsion pure 83
2.4.3. Combinaison couple de torsion C et force axiale 84

2.5. Mesures des forces et des déplacements 85

2.5.1. Mesure des forces 85
2.5.2. Mesure des distorsions 85
2.5.3. Mesure globale 85

3. Résultats expérimentaux 88

3.1. Courbes de Comportement 88

3.1.1. Béton Bo 90
3.1.2 Béton BHP 91
3.1.3. Béton BTHP 92

3.2. Seuils de linéarité et de rupture 93

3.3. Influence de la contrainte de compression sur le seuil de linéarité et de rupture 94

3.3.1. Contraintes principales au seuil de linéarité 94
3.3.2. Evolution des contraintes principales 95
3.3.3 Seuil de déformation critique 96

3.4. Influence de la contrainte de compression sur le module sécant 97

4. Analyse du comportement en torsion pure 99

4.1. Résultats des essais de torsion pure 100

4.2. Comportement en torsion pure 101

5. Essais avec cycles de chargement-déchargement en torsion 104

5.1. Méthodologie expérimentale 104

5.2. Présentation des essais 105

5.3. Résultats 107

6. Mode de rupture 109

6.1. Observations générales 109

6.2. Fissuration du béton en torsion 111

6.3. Influence de la modification du mode de rupture 112

7. Conclusion 113

Chapitre IV

Fissuration et résistance des BTHP au cisaillement

1 Etude du comportement d'un cylindre plein en torsion - compression 116

1.1 Comparaison cylindre plein cylindre creux de mortier ISO 116

1.2 Comportement d'un cylindre plein de béton Bo 118

1.3 Analogie avec les poutres en béton armé ou précontraint. 119

1.4 Observation de la fissuration 121

1.4.1 Observation optique de la fissuration des bétons en torsion 121

1.4.2 Tube de Plexiglas, propagation de la fissuration dans le noyau 122

1.5 Schématisation du comportement d'un cylindre plein 123

1.5.1 Courbes C-w calculées 125

1.5.2 Remarques 125

1.6 Evolution des contraintes tangentielles dans le cylindre plein 126

2 Détermination de la fissuration. Méthodologie 127

2.1 Résultats expérimentaux, essai de torsion pure 129

2.2 Résultats expérimentaux, torsion compression 131

2.3 Conclusion 135

2.4 Résultats Expérimentaux 135

2.4.1 Couples de torsion au seuil de fissuration 135

2.4.2 Contraintes principales au seuil de fissuration 136

2.4.3 Distorsion au seuil de fissuration 137

3. Comparaison résultats expérimentaux et critères 139

3.1. Critère du BPEL 139

3.2. Critère de Willam Warnke 140

3.2.1. Expression du critère 141

3.2.2. Paramètres du critère 142

3.2. Résistance au cisaillement pur 144

3.3. Compression et cisaillement combinées 146

3.3.1. Prédiction du critère de Willam Warnke en compression torsion 146

3.3.2. Critère de fissuration sous contraintes normales et de cisaillement 148

4. Conclusion 150

CONCLUSION GENERALE 151

BIBLIOGRAPHIE 155

ANNEXES

Chapitre I

Le Béton à Très Hautes Performances, caractérisation et état de la microstructure

Ce chapitre a pour but de présenter les différents composés intervenant dans les formulations des Bétons à Très Hautes Performances. On retrouve les mêmes composés que pour les bétons classiques (dosés différemment) avec cependant l'ajout de certains composés chimiques et minéraux. Nous présenterons le rôle respectif de ces différents ajouts, ainsi que leur impact sur la microstructure du béton.

La deuxième partie de ce chapitre est consacrée à une caractérisation des trois bétons étudiés (un béton de classe courante et deux bétons à hautes performances). Nous verrons les principales caractéristiques et particularités des Bétons à Très Hautes Performances. Nous présenterons l'influence des ajouts de fumées de silice et de la réduction du dosage en eau sur la porosité, la forme des pores et les principales caractéristiques mécaniques (résistances à la compression et à la traction, module d'Young et coefficient de Poisson).

1. Le béton à très hautes performances (BTHP)

Dans le domaine de la conception de structure, le béton classique est défini à l'aide de lois de comportement à une échelle macroscopique. A cette échelle, le matériau est considéré comme homogène. Il est caractérisé par sa résistance à la compression et ses caractéristiques mécaniques (son module d'Young et son coefficient de Poisson). Cependant, toutes ces données mécaniques sont essentiellement déterminées par la microstructure du matériau (Reinhart, 1994). A l'échelle microscopique, ce matériau (hétérogène) peut être décomposé en deux phases, la pâte de ciment hydraté et le squelette granulaire ; le lien entre ces deux phases est constitué d'une auréole de transition (interface pâte/granulats) ayant des propriétés spécifiques. L'amélioration des performances mécaniques du béton passe donc par l'optimisation de sa microstructure.
Les deux points faibles de la structure sont l'auréole de transition (Maso, 1967) et la résistance de la pâte (directement liée au rapport Eau/Ciment). L'obtention de bétons à très hautes performances peut se faire donc :

- d'une part en améliorant la résistance mécanique de la matrice ; ce gain de résistance est obtenue en réduisant le rapport Eau/Ciment au minimum. L'ajout de fluidifiant et d'ultrafines permet de conserver une bonne maniabilité et d'améliorer les résistances mécaniques de ces matrices et de l'interface pâte/granulat.

- d'autre part en optimisant la compacité du squelette granulaire à l'aide de modèles physiques d'empilement et l'ajout d'ultrafine (granulométrie inférieure à celle du ciment). Lorsque la compacité du mélange augmente, à volume de pâte et de granulat constant, la quantité de pâte nécessaire pour combler les vides diminue. Il reste donc plus de pâte disponible pour écarter le squelette granulaire et augmenter l'ouvrabilité du béton frais (Bournazel 1998). On peut alors réduire la quantité d'eau nécessaire à la mise en œuvre des bétons et améliorer la microstructure et les propriétés mécaniques qui en découlent.

Nous allons présenter les différents composés intervenant dans l'élaboration de ces bétons à très hautes performances.

1.1 Composants des bétons à très hautes performances

1.1.1 Les granulats

Les granulats (environ 70% du volume) constituent le squelette granulaire du béton, et participent pour une grande part à la résistance mécanique. Le granulat choisi doit être très résistant à l'écrasement. Son module d'élasticité doit de préférence être voisin de celui de la pâte afin de minimiser les déformations différentielles au niveau de l'interface pâte/granulat (Aïtcin, 1986).
Le choix d'une forme concassée permet une optimisation de l'adhérence mécanique de la pâte. On peut se limiter à des tailles de 10 à 15 mm afin de réduire le risque de microfissuration du granulat provoquée par le concassage de la roche, en partant du principe que plus un granulat est petit, plus il est résistant.

Un des paramètres essentiels dans la formulation des BTHP est la compacité du mélange granulaire. La compacité se définit comme le rapport du volume des inclusions (sables, granulats) sur le volume total.

Les modèles d'empilement couramment utilisés sont empiriques (Faury (1958),Dreux (1970)). Plus récemment, un modèle théorique de recherche d'optimum du mélange granulaire binaire, à partir des compacités propres des granulats, a été développé par Stovall et De Larrard (1986). De Larrard a étendu ce modèle linéaire au cas d'un mélange de plusieurs classes granulaires (De Larrard, 1987). Un autre modèle appelé modèle de suspension solide (Sedran & al 1994) permet de prédire la compacité d'un mélange granulaire connaissant la granulométrie, la compacité de chaque tranche unimodale, et le mode de mise en place. Ce modèle a été intégré dans les logiciels de formulation de béton BETONLAB et RENE LCPC.

Ces nouvelles méthodes de composition permettent d'avoir un squelette plus homogène, réduisant ainsi les problèmes de sédimentation et de ségrégation. En outre, cette compacité et la taille réduite des granulats limitent l'hétérogénéité du champ de contrainte provoquée par leur concentration (Bédard, Aïtcin 1983).

1.1.2 Ciment : Aspects physico-chimiques

Les ciments classiques utilisés dans la construction sont composés principalement de Clinker (mélange de calcaire et d'argile broyé et chauffé à 1750°c), de gypse, et de divers ajouts utilisés pour donner des caractéristiques particulières aux bétons. Tous les ciments ne sont pas adaptés pour la réalisation d'un Béton à Très Hautes Performances. Le choix est complexe ; il fait intervenir les aspects rhéologique et mécanique.
Nous allons détailler, dans un premier temps, la composition chimique d'un ciment portland classique, puis les réactions chimiques provoquées par l'ajout d'eau lors de la prise du ciment. Enfin nous analyserons les répercussions macroscopiques de cette prise sur la structure.

1.1.2.1 Composition chimique du ciment portland

Silicate tricalcique :	$3CaO\ SiO_2$	C_3S	~60%
Silicate bicalcique :	$2CaO\ SiO_2$	C_2S	~20%
Aluminate tricalcique :	$3CaO\ Al_2O_3$	C_3A	~10%
Ferro-aluminate tétracalcique :	$4CaO\ Al_2O_3\ Fe_2O_3$	C_4AF	~ 3%
Gypse	$CaSO_4\ (H_2O)_2$		~3 à 5%

Rappel de la notation des cimentiers

C=CaO

$S=SiO_2$

$A=Al_2O_3$

$F=Fe_2O_3$

Le gypse régularise l'hydratation en évitant la précipitation des aluminates bicalciques, qui bloquerait l'hydratation.

1.1.2.2 Hydratation du ciment

Le mélange de ciment anhydre et d'eau provoque une succession de réactions chimiques que l'on peut décomposer en cinq phases :
- L'absorption de l'eau par les grains de ciments.
- L'hydrolyse : phase qui correspond à la transformation du solide et à la décomposition de l'eau.
- La dissolution : changement d'état du solide ionique, rupture des liaisons ioniques et dispersion dans le solvant (l'eau).
- La solvation : les ions des cristaux anhydres sont enveloppés de molécules d'eau.
- La cristallisation : création et croissance des germes de cristaux hydratés.

1.1.2.3 Produits de l'hydratation du ciment

Ce paragraphe présente les principaux composés produit par l'hydratation du ciment les plus important vis à vis de la microstructure et des propriétés mécaniques du béton.

L'hydratation des composés bi et tricalcique donne le gel tobermoritique et la portlandite.
Le gel tobermoritique est un composé appartenant à la famille des silicates de calcium hydratés $Cao\text{-}SiO_2\text{-}H_20$ (ou C-S-H).

Ce composé représente environ 50 à 70% du volume de la pâte de ciment hydratée. C'est de lui dont dépendent les caractéristiques mécaniques du matériau.

La portlandite ($Ca(OH)_2$) n'a pas un rôle primordial en ce qui concerne la résistance mécanique ; elle n'a d'influence que sur la durabilité. Elle cristallise en plaquettes hexagonales empilées entre les grains de ciments. On la retrouve en forte quantité dans l'auréole de transition ou en bordure de bulles d'air.

L'hydratation du C_3A en présence de gypse forme de l'Ettringite primaire, ce composé joue le rôle de régulateur de l'hydratation du C_3A en évitant la précipitation des aluminates bicalciques qui bloquerait l'hydratation.

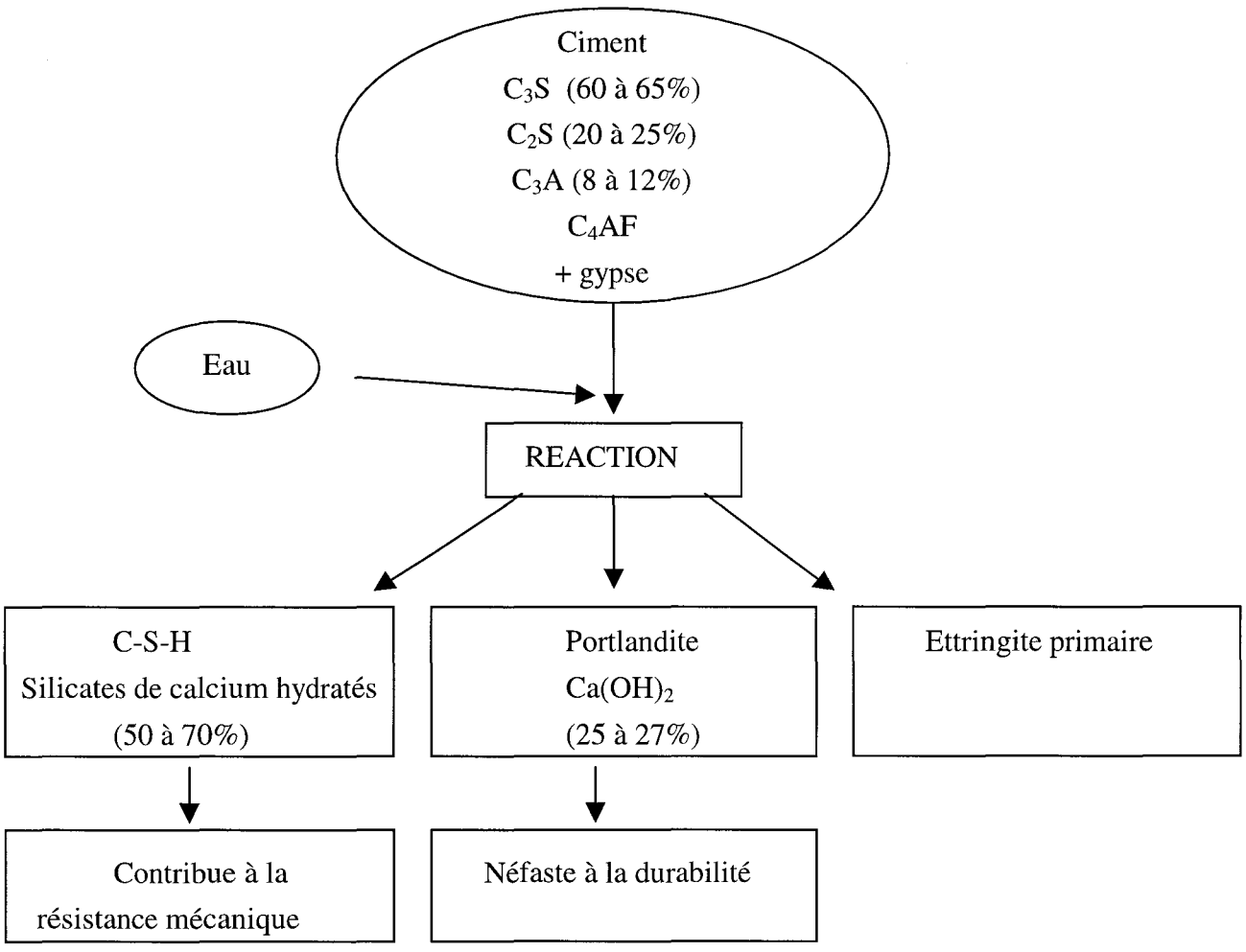


Figure 1 : Schématisation de l'hydratation du ciment

1.1.2.4 Conséquences physiques du processus de prise du ciment

La prise de la pâte de ciment est accompagnée de phénomènes physiques à l'origine de la modification complète de la microstructure du matériau. Ils provoquent ainsi des perturbations au niveau macroscopique qu'il est nécessaire de prendre en compte pour tout calcul de structure ou toute étude de comportements. Il y a deux conséquences physiques à l'hydratation du ciment : un retrait et un dégagement de chaleur.

Le retrait endogène

Le retrait endogène se décompose en trois phases :

- La contraction dite de "Le Chatelier"

Il y a diminution du volume car les volumes des produits de l'hydratation sont moins importants que les volumes des réactifs. Cette diminution du volume est de l'ordre de 8 à 12 % du volume initiale ce qui correspondrait à un retrait linéique de l'ordre de 3 à 4%. Ces valeurs ne sont jamais observées, en effet le squelette minéral constitué par les hydrates gêne ce retrait.

La variation du volume s'exprime par :

$$\Delta \text{ vol total} = \text{Vol}_{\text{hydrates formés}} - \text{Vol}_{\text{eau consommée}} - \text{Vol}_{\text{ciment anhydre consommé}}$$

$$\Delta \text{ vol total} < 0$$

- Le gonflement

On observe aussi une augmentation du volume apparant généré par la formation d'éttringite. Cette formation de cristaux exerce une poussée cristalline créant une augmentation du volume des solides. On peut constater des déformations volumiques dues au gonflement allant jusqu'à 4.10-4.

- Le retrait d'autodessication

La contraction est limitée par l'apparition du squelette rigide formé par les hydrates. La poursuite de la réaction chimique entraîne la consommation de l'eau présente dans le réseau poreux. Ce retrait empêché par la structure rigide crée des dépressions capillaires

et provoque une compression du squelette solide. Cette deuxième diminution du volume est la plus importante.

L'utilisation de la loi de Laplace (relation entre la dépression capillaire et le rayon du capillaire) montre que cette dépression capillaire est d'autant plus forte que les rayons de pores sont petits. La finesse de la microstructure des BHP entraîne un retrait endogène important comparativement aux Bo (Baroghel-Bouny, 1994). Les dépressions capillaires développées dans la structure poreuse entraînent donc des contraintes de compression plus importantes du squelette.

Phénomène d'exothermie.

Toutes ces réactions physico-chimiques sont accompagnées d'une exothermie importante (150 à 350 joules/g de ciment) variable au cours de la prise. Très importante au début de la prise, elle diminue cependant par la suite. Ce dégagement de chaleur peut durer quelques jours et tend à dilater le squelette formé par les hydrates.

1.1.3 Le fluidifiant

L'eau entrant dans la composition du béton remplit deux fonctions. Une partie de l'eau est destinée à l'hydratation du ciment anhydre. La quantité restante, appelée eau de gâchage confére au béton son ouvrabilité. En effet, lors de leurs contacts avec l'eau, les particules de ciment ont tendance à former des floculats entraînant une perte de maniabilité. L'eau de gâchage joue alors le rôle du lubrifiant. Cette eau ne remplit sa fonction qu'à l'instant de la mise en place du béton. Sa présence est par la suite nuisible à la durabilité (elle accroît la porosité du matériau) et au maintien des propriétés mécaniques.

L'amélioration des propriétés mécaniques et de la tenue à long terme des bétons passe donc par la diminution (voire la suppression) de cette eau de gâchage.

Les premiers composés utilisés pour lutter contre la floculation du ciment étaient les réducteurs d'eau.

Les réducteurs d'eau neutralisent les charges électriques à la surface des grains de ciment. Les premières molécules utilisées étaient les lignosulfates qui présentent l'avantage d'être bon marché et permettaient des réductions de dosage en eau de 14 à 15%. Cependant, elles entraînent des effets secondaires nuisibles à la durabilité du béton: retard de prise, bulles d'air, ségrégation et ressuage.

Ces réducteurs d'eau ne donnant pas entière satisfaction, on introduisit des produits de synthèse plus performants : Les superplastifiants, ou supers réducteurs d'eau.

Ils peuvent réduire de 30% le dosage en eau, nous ramenant à des dosage E/C de l'ordre de 0,3 (dosage minimum pour une hydratation complète des grains de ciments).

Différents types de superplastifiants sont utilisés tels que :

Mélamine sulfonée formaldéhyde
Naphtalène sulfonée formaldéhyde
Lignosulfonates de sodium (ou de calcium)
Saccharates,...

Le choix du fluidifiant se fait en fonction de sa compatibilité avec le ciment utilisé. Pour un même rapport E/C et un même dosage de fluidifiant, un ciment très réactif consommera beaucoup plus d'eau pendant sa première demi-heure qu'un ciment moins réactif. La maniabilité étant plus difficile à maintenir, l'utilisation d'un retardateur de prise sera donc conseillée.

Pour la gamme des BHP, il est possible de se limiter au simple ajout de fluidifiant. Pour des résistances caractéristiques à 28 jours supérieures à 80 MPa, l'utilisation de particules ultrafines en complément des superplastifiants est cependant nécessaire (De Larrard, 1987).

1.1.4 Les ultrafines

Le choix des ultrafines permettant l'élaboration de béton à très hautes performances est vaste. Nous nous limiterons à la fumée de silice (fs) qui est l'ultrafine la plus couramment utilisée en France.

Origine

La fumée de silice est un sous-produit de l'industrie du silicium. Elle provient de l'oxydation des gaz dégagés lors de la cuisson à très haute température d'un mélange quartz-houille-copeaux de bois. Elle est composée de silice (SiO_2), d'oxydes métalliques, d'alcalins et de déchets de carbone.

La qualité de la fumée de silice est variable selon le lieu d'approvisionnement. Elle est surtout fonction de sa teneur en carbone, produit de la combustion des copeaux de bois. La présence du carbone entraîne des effets rhéologiques néfastes (impureté qui peut entraîner de la porosité ; retardateur de prise). La couleur de cette ultrafine est un bon indicateur de son dosage en carbone : la teinte varie du blanc cassé (0,1% de carbone) jusqu'au noir (4% de carbone).
Les fumées de silice ont un double rôle :

- Un rôle physique (rôle granulométrique)
- Un rôle physico-chimique (rôle de liant)

Rôle physique

Selon Bache (1981), la granulométrie étendue de sphères quasi-parfaites de silice permet de remplir les espaces entre les grains de ciment et ainsi de réduire la taille des pores.
Il est cependant important de préciser que lors de l'ajout de cette ultrafine, la présence de fluidifiant est indispensable. Dans un mélange classique (ciment + silice), les ions calcium figent les particules de silice entre elles. Cela crée une structure rigide entraînant une perte de maniabilité (même phénomène que lors de la floculation du ciment). L'ajout de fluidifiant permet de briser cette structure et de défloculer les grains de fumée de silice (fs).
L'apport de fumées de silice (défloculées avec l'ajout de fluidifiant) confère également un rôle de « roulement à bille » et facilite ainsi l'écoulement de la pâte. L'ajout d'ultrafines dans un mélange fluidifié d'eau et de ciment permet de réduire le dosage en eau, tout en conservant le même temps d'écoulement (Buil 1988).

Rôle physico-chimique

Les fumées de silice réagissent avec la portlandite libérée lors du processus d'hydratation du ciment, en produisant des hydrates de type C-S-H supplémentaires qui contribuent au phénomène de durcissement.

$$Ca(OH)_2+SiO_2+H_2O \rightarrow \text{Silicates de Calcium Hydratés CSH}$$

Ces réactions pouzzolaniques provoquent un remplissage secondaire de la porosité et améliorent les qualités mécaniques de la pâte. La matrice est plus dense et plus homogène (Sellevold Radjy 1983).

Nous avons à la fin du processus de prise:

- Une matrice plus résistante et homogène que pour un béton ordinaire.
- Une porosité fortement réduite.
- Un squelette plus compact.

Les modifications apportées à la microstructure améliorent les propriétés du matériaux. La caractéristique la plus marquante reste la résistance à la compression, elle peut atteindre 80 à 150 MPa. Mais l'amélioration des performances ne se limite pas au comportement mécanique. Le comportement différé ainsi que la durabilité du matériau s'en trouve nettement amélioré.

1.2 Etat de la microstructure du béton à très hautes performances

Ce paragraphe concerne la présentation des différents bétons faisant l'objet de cette étude. Dans un premier temps nous décrirons les formulations, ainsi que le mode opératoire de la confection des éprouvettes. Trois types de formulations ont été testés, un béton de résistance moyenne fc28=55 MPa (béton noté **Bo**), et deux Bétons à Hautes Performances avec ajout de fumées de silice, de résistances moyennes fc28=100 MPa (noté **BHP**) et fc28=120 MPa (noté **BTHP**). Ces deux dernières formulations sont issues du projet national BHP 2000 (de Larrard & al 1996-a 1996-b). Les granulats (basalte) et le ciment (CPA CEM I 52,5 PM CP de St Vigor) sont identiques pour les trois formulations.

Dans un deuxième temps, nous évaluerons l'influence de l'ajout de fumées de silice et de fluidifiant sur la microstructure de ces matériaux, ainsi que l'impact sur les caractéristiques mécaniques. Cette étude se fera sur les bétons (Bo, BHP et BTHP), et sur les matrices de ces bétons (notées respectivement O, HP et THP).

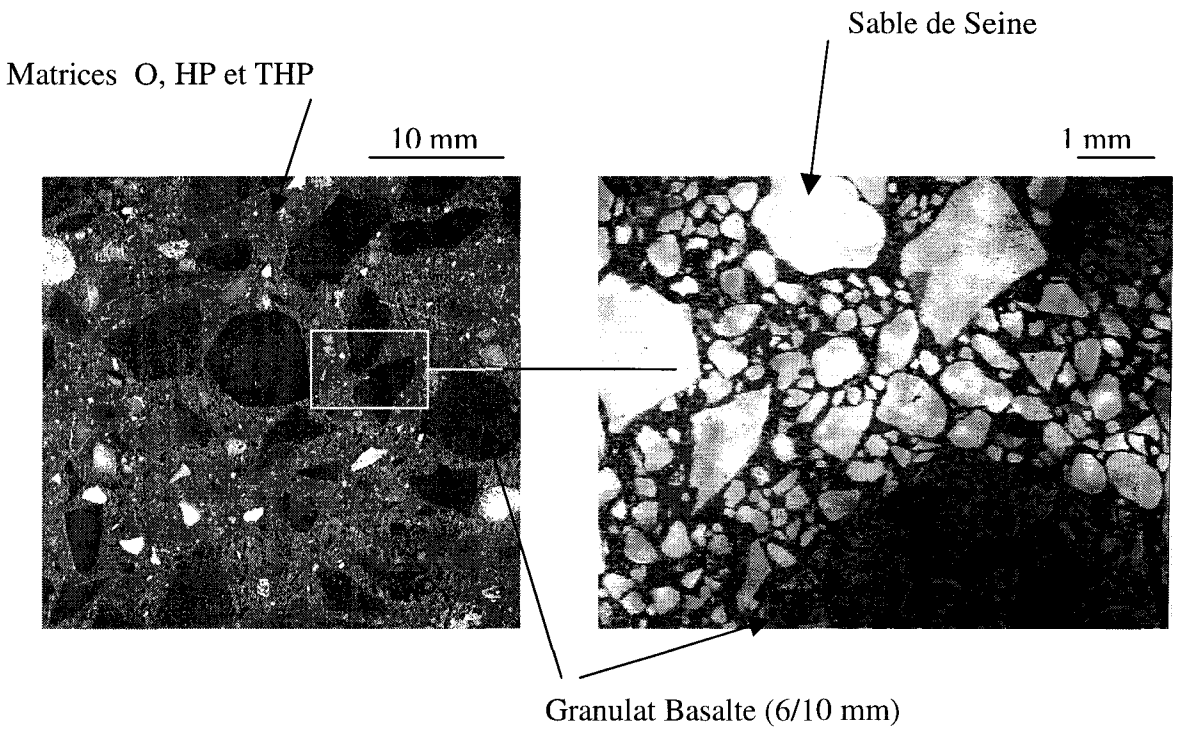


Figure 2 : Mésostructure des bétons

1.2.1 Matériaux étudiés

1.2.1.1 Composition

Composants	Bo	BHP	BTHP
Granulat Basalte (6/10 mm)	927	1037	1010
Sable de Seine (0/4 mm)	865	861	837
Ciment	450	412	461
Eau	175	127	122
Super plastifiant	2,25	13,7	15,5
Retardateur		2,9	3,2
Fumées de Silice		41,1	55

(a)

Composants	O	HP	THP
Sable de Seine (0/4 mm)	1325	1408	1346
Ciment	689	674	741
Eau	268	208	196
Super plastifiant	3,45	22,40	24,93
Retardateur		4,74	5,15
Fumées de Silice		67	88

(b)

Tableau 1 : Composition des bétons (a) et des mortiers (b) étudiés (Kg/m^3)

Le granulat basalte provient de Raon l'Etape. Ses caractéristiques mécaniques sont :

une résistance à la compression Rc=240 MPa,

un module d'Young E=100250 MPa,

et un coefficient de Poisson =0,3.

Les différents composants sont :

Ciment : CPA CEM I 52,5 PM CP de St Vigor

Fumées de silice : Fumées densifiées de l'usine d'Anglefort Qualité DM

Super –plastifiant : Résine GT de chez Chryso

Retardateur : Chrytard de chez Chryso

1.2.1.2 Mode opératoire de fabrication

Le mode opératoire de fabrication a été établi par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) dans le cadre du projet national BHP 2000 (de Larrard & al 1996-a 1996-b) :

- malaxage des constituants solides ; granulats, ciment, fumées de silice pendant 1min,
- introduction du mélange eau/adjuvants, (1/3 de la dose de résine + retardateur de prise), pendant 30s
- malaxage du mélange pendant 2 min,
- introduction du reste des superplastifiants, 15 s,
- malaxage 1min 15s,
- vidange du malaxeur.

La durée totale du malaxage est de 5 min.

Les corps d'épreuve sont coulés dans des moules 16*32. Les cylindres sont coulés en deux couches avec une vibration à l'aiguille de 25 mm. Après coulage, on a procédé à un talochage à la truelle. Les surfaces supérieures ont été ensuite protégées de la dessication.
Le démoulage a lieu à 48 heures pour le BHP et BTHP et 24 heures pour le Bo. Les cylindres sont conservés dans l'eau à 20°c.

1.2.2 Porosité

Les caractéristiques mécaniques sont intimement liées à la microstructure. De nombreuses études ont mis en évidence le lien entre les paramètres mécaniques (résistance, rigidité) et la porosité du matériau.
La porosité volumique, la forme et les dimensions des pores sont des indicateurs pertinents des performances mécaniques des bétons. Ils caractérisent la compacité du matériau et donc les capacités mécaniques qui en découlent.

La porosité des mortiers et des bétons est caractérisée en trois familles de pores :

Macropores : (rayon de l'ordre du millimètre) principalement due à l'air occlus pendant le malaxage

Pores capillaires : (rayon de l'ordre du micromètre), cette taille de pore correspond aux vides dans la structure cristalline. Elle est fonction du dosage en eau.

Pores relatifs aux hydrates : (rayon de l'ordre du nanomètre); il s'agit de la caractéristique intrinsèque des hydrates formés.

1.2.2.1 Mesure de la porosité des matrices et des bétons

méthodologie

L'appareil utilisé est un porosimètre à mercure CARLO ERBA (porosimeter 2000 WS) qui permet une montée en pression jusqu'à 200 MPa. La cellule du porosimètre permet de tester des échantillons de volume maximal 4500 mm^3.

Deux approches ont été utilisées pour mesurer la porosité de nos bétons.

Dans un premier temps, nous avons fait une étude de trois mortiers (respectivement O, HP et THP), correspondant aux pâtes des trois bétons étudiés (respectivement Bo, BHP et BTHP). L'utilisation de cette méthode a permis de déterminer la porosité et le spectre de distribution poreuse. La taille des granulats (sable), relativement réduite sur ce type de matériau, nous a permis d'avoir des échantillons homogènes.

Dans un deuxième temps, nous avons étudié la porosité et la distribution poreuse sur des échantillons de bétons. Pour palier aux problèmes d'hétérogénéité de l'échantillon et de la représentativité de l'essai, nous avons donc pris soin de multiplier le nombre d'essais (de 5 à 7 essais par formulation) tout en évitant d'inclure dans les spécimens testés des granulats de trop grande taille susceptibles de perturber l'analyse.
L'attaque acide des échantillons de béton a permis de déterminer le pourcentage de granulat de chaque échantillon. Les courbes de distribution poreuses ont ainsi pu être représentées en fonction de la masse de pâte de ciment sèche. Le bon accord entre les différentes distributions poreuses confirme la représentativité de la mesure.

Le mode opératoire appliqué à chaque essai :

- les mesures de porosité ont toutes été faites à 29 jours,
- les échantillons ont été préalablement séchés 24 heures en étuve à 100 °C.

Soulignons que ce mode opératoire peut entraîner une légère surestimation de la porosité et qu'à 29 jours la réaction des fumées de silice n'est pas terminée.

1.2.2.2 Résultats

Porosités et masses volumiques des mortiers et bétons

Le tableau 2 présente les porosités et les masses volumiques des mortiers et des bétons.

Formulation	ρ (g/cm3)	porosité (n en %)
O (E/C=0,38)	2,09	13,95
HP (E/L=0,28; 10%fs)	2,28	10,03
THP (E/L=0,24; 12%fs)	2,32	7,2
Bo	2,115	9,28
BHP	2,43	5,69
BTHP	2,3	4,88

Tableau 2 : Caractéristiques moyennes des mortiers et des bétons à 28 jours, masses volumiques apparentes et porosités volumiques déterminées par intrusion de mercure.

E/C : Eau/ciment

E/L : Eau/Liant (ciment + fumées de silice)

Nous avons utilisé la méthode d'intrusion de mercure pour déterminer la masse volumique apparente ainsi que la porosité des mortiers et des bétons.

On peut observer que :

- La réduction du dosage en eau et l'ajout de fumées de silice densifient la structure des matrices.

- La porosité est fonction du rapport E/C : quand le rapport diminue la porosité diminue. Les résultats (tableau 2) mettent en évidence la faible porosité des mortier HP et THP, ce qui montre l'influence de l'ajout de fumées de silice et de la réduction du dosage en eau.

Le paragraphe suivant sera consacré à une étude plus fine de la microstructure. Nous y présenterons les distributions poreuses des trois mortiers, puis la comparaison des trois mortiers, afin de mettre en relief l'influence de l'ajout de fumées de Silice.

Distributions poreuses des mortiers

Les courbes des distributions poreuses sont présentées figures 3 à 5, et les différentes caractéristiques sont présentées dans le tableau 2.
La distribution poreuse, accessible par un porosimètre à mercure (par exemple le Carlo ERBA), d'un béton ou d'une pâte de ciment est caractérisée par deux modes poreux (Baroghel-Bouny, 1994).

Le premier mode poreux coïncide avec un pic de la courbe au rayon poreux ≈1000 Å (Baroghel-Bouny 1994, Saliba 1990). Ce pic, dû à la présence d'eau de gâchage, correspond à l'espace situé entre les grains de ciment anhydre. Ce volume de vide tend, au cours de l'hydratation des grains de ciment, à diminuer avec le développement des hydrates. Il donne naissance au second mode poreux (Baroghel-Bouny 1994). Ce premier mode poreux n'est pas représenté sur les distributions poreuses présentées figures 3 à 5.

Le second mode poreux (pic à un rayon poreux compris entre 100 et 200 Å) correspond à un espace poreux plus petit situé entre les amas d'hydrates. Contrairement au premier mode poreux, il est indépendant du rapport E/C, il peut donc être défini comme une caractéristique intrinsèque du matériau.

Le mode poreux correspondant à la porosité des hydrates n'est pas accessible par le porosimètre Carlo ERBA. Il n'atteint, à pression maximale, que des pores de rayon 37 Å.

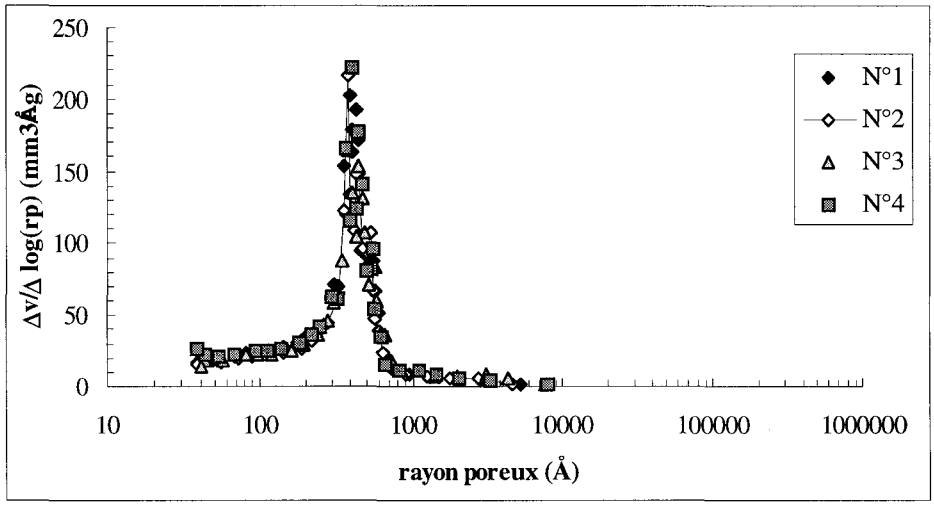


Figure 3 : Distribution poreuse, Mortier O (à 28 jours)

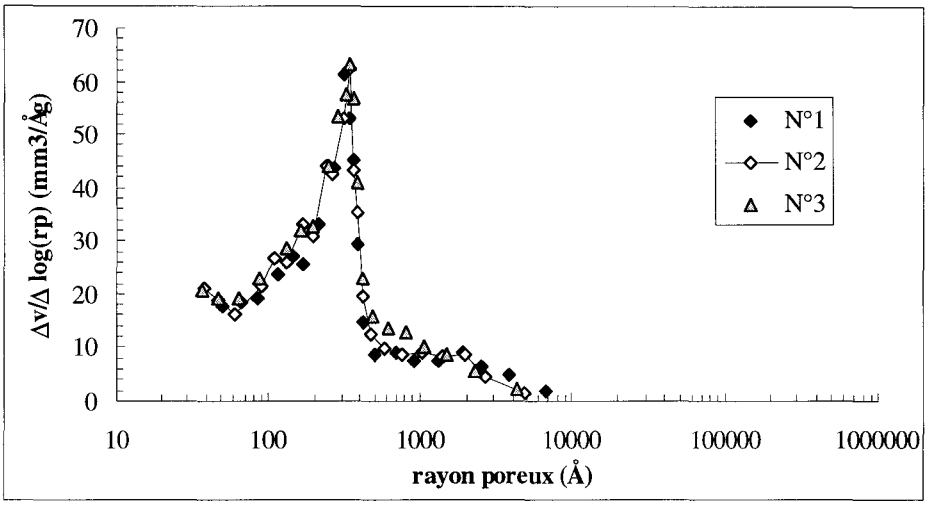


Figure 4 : Distribution poreuse, Mortier HP (à 28 jours)

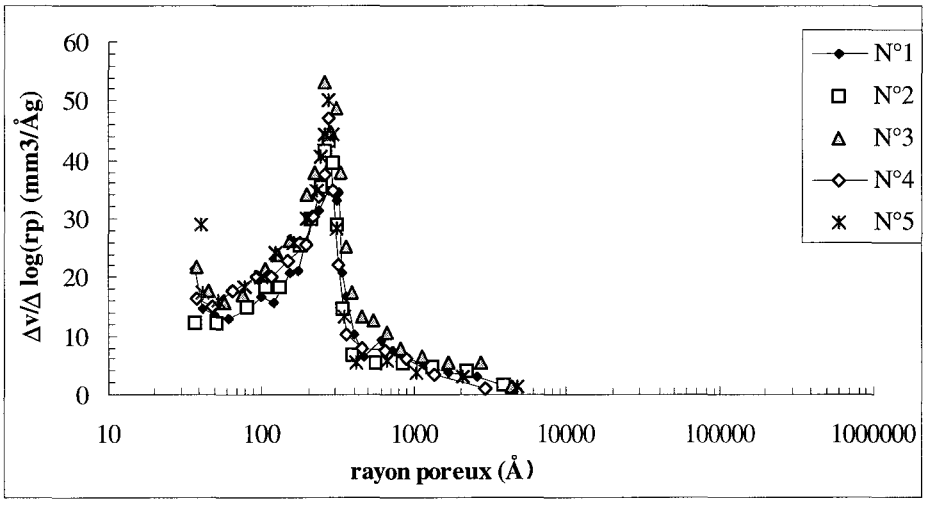


Figure 5 : Distribution poreuse, Mortier THP (à 28 jours)

Influence de l'ajout de fumées de silice

La figure 6 synthétise les résultats de la comparaison et de la mise en évidence de l'impact des fumées de silice pour les différents mortiers

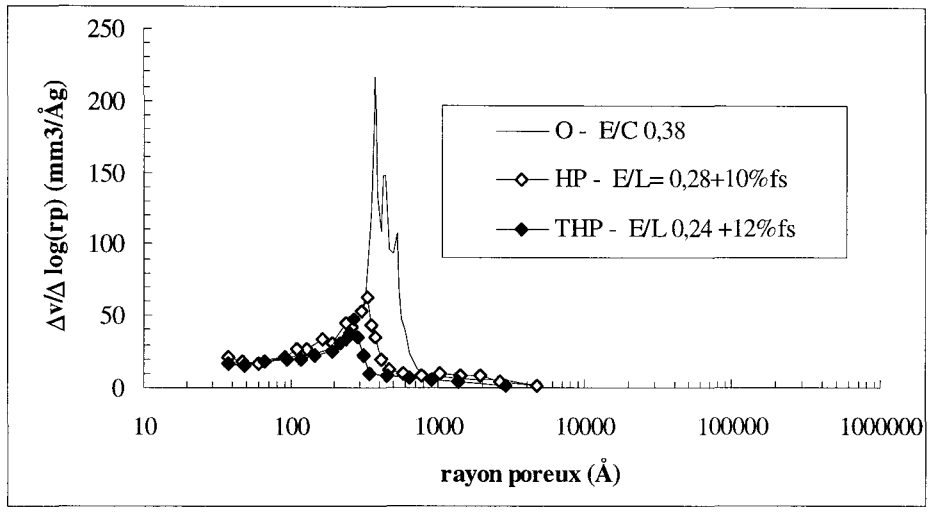


Figure 6 : Distributions poreuses, influence de l'ajout de fumées de silice

Pour le mortier sans fumées de silice, le pic du second mode poreux se situe autour de 300 Å ; ce pic est représentatif du second mode poreux (donc indépendant du dosage E/C). Avec l'ajout de fumées de silice, ce pic tend à se réduire et à se déplacer vers des tailles de pores plus petites. Ce phénomène est caractéristique d'une densification de la pâte par l'action des fumées de silice, ceci est confirmé par l'évolution des masses volumiques apparentes (tableau 2). La modification de la distribution microporeuse et la diminution de la porosité volumique (tableau 2) mettent en évidence le caractère faiblement poreux des mortiers avec fumées de silice. Ces résultats montrent l'influence notable des fumées de silice sur l'évolution de la microstructure.

Rôle des fumées de silice

Les fumées de silice ont, dans un premier temps, un rôle de filler ; les "billes" de silice se placent entre les grains de ciment remplaçant l'espace occupé par l'eau. La finesse des fumées de silice élimine les pores entre 50 et 0,5 µm et réduit ceux compris entre 500 à 50 µm (Delage Aïtcin (1983), Mehta Gjorv (1982)). Dans un deuxième temps, leur action pouzzolanique permet de consommer progressivement la chaux générée par l'hydratation du ciment, en créant des composés C-S-H qui densifient la matrice.

1.2.2.3 Comparaison des résultats pâte de ciment et béton.

La porosité (n) est définit par:

$$n = \frac{Vv}{Vt} \times 100$$

Vv : volume des vides

Vt : volume total

Si on considère que les granulats ont une porosité suffisamment faible pour être négligée (moins de 1%), le volume poreux d'un béton est fonction du volume de motier.

Il est alors possible d'estimer la porosité de nos bétons à partir des porosités des mortiers et des volumes de granulat. Ces porosités, notées n2, sont présentées dans le tableau 3 et comparées aux porosités volumiques déterminées par intrusion de mercure sur les échantillons de béton (n1).

On observe une bonne corrélation entre les résultats obtenus à partir des deux méthodes. Il faut cependant souligner que les dosage E/C sont faibles. Il y a donc très peu d'eau fixée autour des granulats. D'un point de vue global, il ne semble donc pas y avoir d'influence importante de la porosité de l'interface pâte/granulat sur la porosité volumique globale.

Formulation	porosité (n1 en %)	porosité (n2 en %)
Bo	9,28	9,2
BHP	5,69	6,13
BTHP	4,88	4,47

Tableau 3 : Porosité volumique des bétons à 28 jours.

L'observation des distributions poreuses des mortiers et des bétons ne montre pas de différence importante. On peut noter que, dans le cas des bétons Bo (figure 7 page suivante), la différence importante d'amplitude du pic correspondant au second mode poreux. Le pic du mortier est deux fois plus important que celui du béton. Il semble aussi que la distribution poreuse du béton est légèrement plus étendue que celle du mortier. Cet état est moins apparent pour les BHP.

On peut attribuer ces phénomènes à la présence des granulats et surtout de l'interface pâte/granulat. L'eau est fixée en surface de ces granulats, ce qui crée une zone de porosité plus grossière qui correspond à un spectre plus étendu vers les pores plus gros. Ce phénomène est moins apparent sur les distributions poreuses des BHP et BTHP. Ces résultats semblent montrer une différence entre de l'auréole de transition d'un béton dit "classique" et celle d'un béton à hautes performances, l'interface des BHP étant plus réduit et moins poreux.

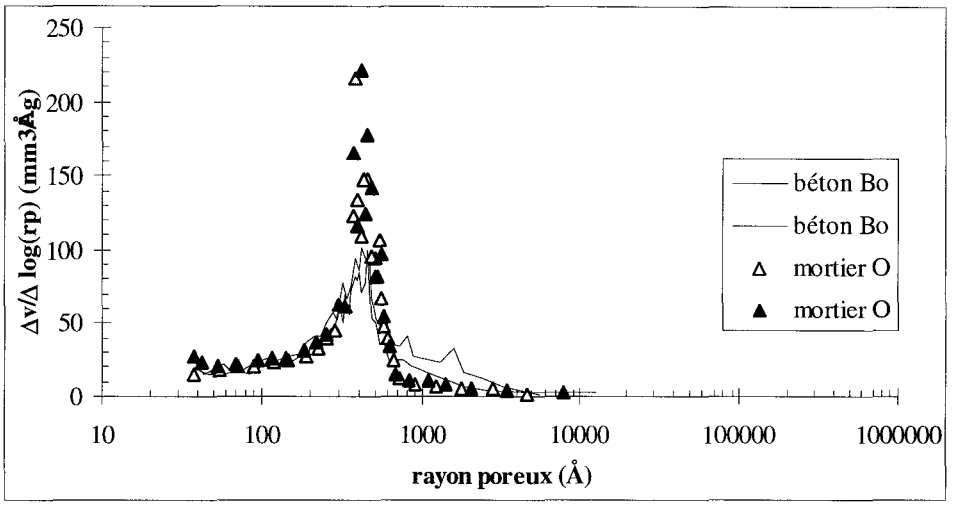


Figure 7 : Distribution poreuse , Mortier O et Béton Bo, valeurs exprimées par g de matrice

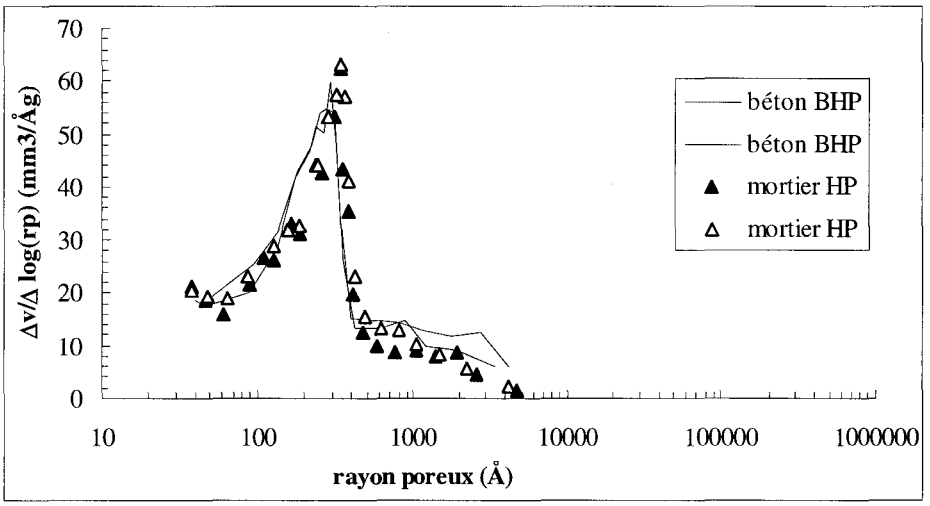


Figure 8 : Distribution poreuse , Mortier HP et Béton BHP valeurs exprimées par g de matrice

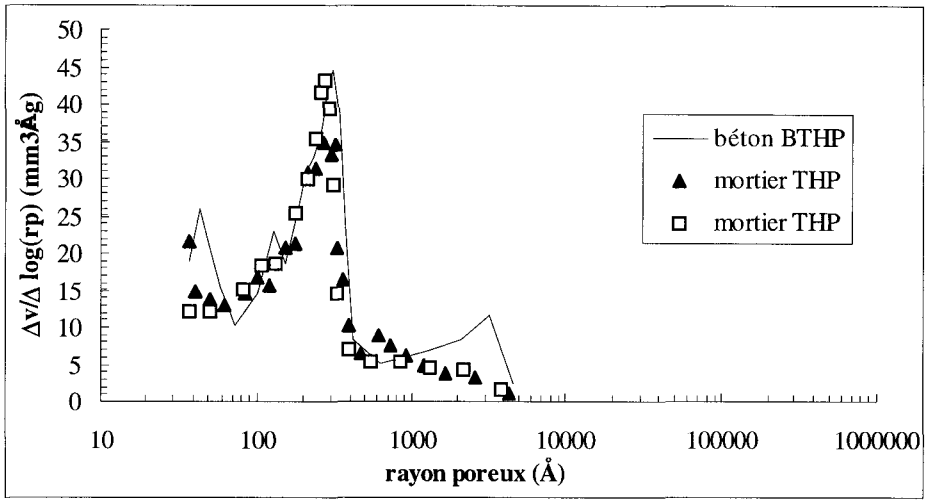


Figure 9 : Distribution poreuse , Mortier THP et Béton THP, valeurs exprimées par g de matrice

1.2.3 Modification de l'interface pâte/granulat : influence de l'ajout de fumée de silice

L'auréole de transition (ou interface pâte/granulat) est un des paramètres déterminants de la résistance et de la durabilité des bétons (Maso, 1967). Elle se caractérise par une porosité élevée et une orientation des cristaux de grandes dimensions (en grande partie la portlandite) parallèlement à la surface des granulats. Cette zone est considérée comme la partie la plus sensible du béton, siège de l'amorçage des microfissures.

1.2.3.1 Formation de l'interface

Pour bien comprendre les modifications que pourrait apporter l'ajout d'ultrafines et la réduction du dosage en eau, il est d'abord nécessaire d'étudier les phénomènes expliquant la formation de l'auréole de transition. Trois phénomènes interviennent au cours de sa formation (Bourdette 1994, Ollivier & al 1995) :

- L'effet de paroi :

  L'effet de paroi est le décompactage des grains de ciment lié à la présence d'une paroi (le granulat). Ceci génère un gradient de porosité et un gradient de dosage E/C entre la surface du granulat et la matrice ciment.

- L'accumulation d'eau autour des granulats :

  Il y a également présence de petits ménisques d'eau sous le granulat due au microressuage (Hoshino, 1988) et accumulation d'eau autour du grain pour combler les vides laissés par l'effet de paroi.

- La cristallisation des hydrates de la surface du granulat vers la matrice :

  L'interface est une zone très poreuse, le formation des cristaux se fait très librement. Les cristaux en contact avec la surface du granulat se développent dans des directions préférentielles, parallèlement à l'interface, Ollivier et Grandet (1982).

1.2.3.2 Nature et composition de l'interface

L'interface se présente donc comme une zone avec un rapport E/C élevé et donc une forte porosité. Il y a également des concentrations de Portlandite et d'Ettringite supérieures à celles de la matrice ciment.

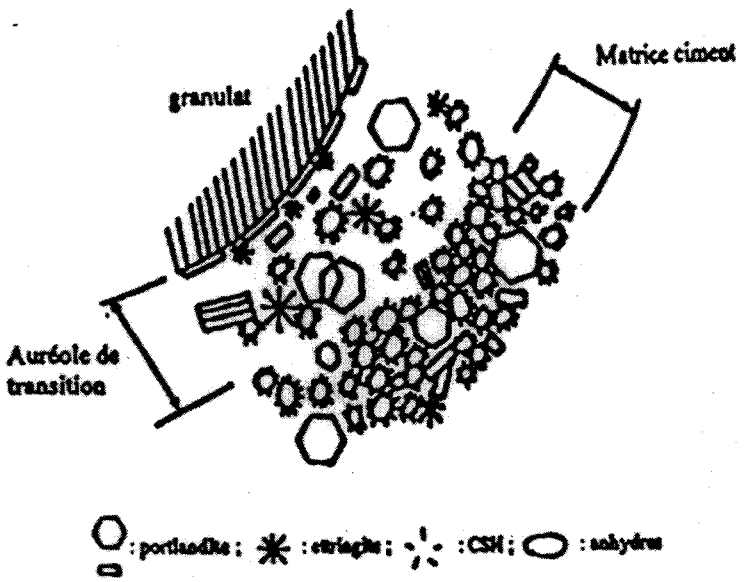


Figure 10 : Représentation de l'auréole de transition, Monteiro (1986)

1.2.3.3 Influence de l'ajout de fumées de silice et de la réduction du dosage en eau

Les fumées de silice ont un rôle granulométrique, leur finesse permet une réduction de l'effet de paroi autour des grains, ce qui réduit le gradient de E/C autour du grain. Le faible dosage

en eau des Bétons à Hautes Performances amplifie le phénomène de réduction du gradient E/C, et réduit la présence des ménisques d'eau sous le granulat.

L'augmentation de l'activité pouzzolanique, conséquence de la réaction entre la fumée de silice (fs) et la chaux, a une influence notable sur l'interface. Elle provoque une contraction dite de "Le Chatelier" plus importante, ce qui tend à diminuer la microfissuration et la porosité dans cette zone (Chen et Zhang 1986). Il y a réaction pouzzolanique au niveau de l'interface, en effet la portlandite se concentre dans cette zone.

Même si les propriétés pouzzolaniques des fumées de silice permettent une modification de la microstructure de l'interface, il semble cependant que la finesse de cette ultrafine joue un rôle prépondérant sur la réduction de cette zone. La figure 11 présente le gradient de porosité de l'interface. On note que l'ajout de fumées de silice réduit considérablement la porosité. A 1 jour la fumée de silice ne réagit pas encore, la diminution de la porosité est due à la diminution de l'effet de paroi par l'ajout de particules très fines.

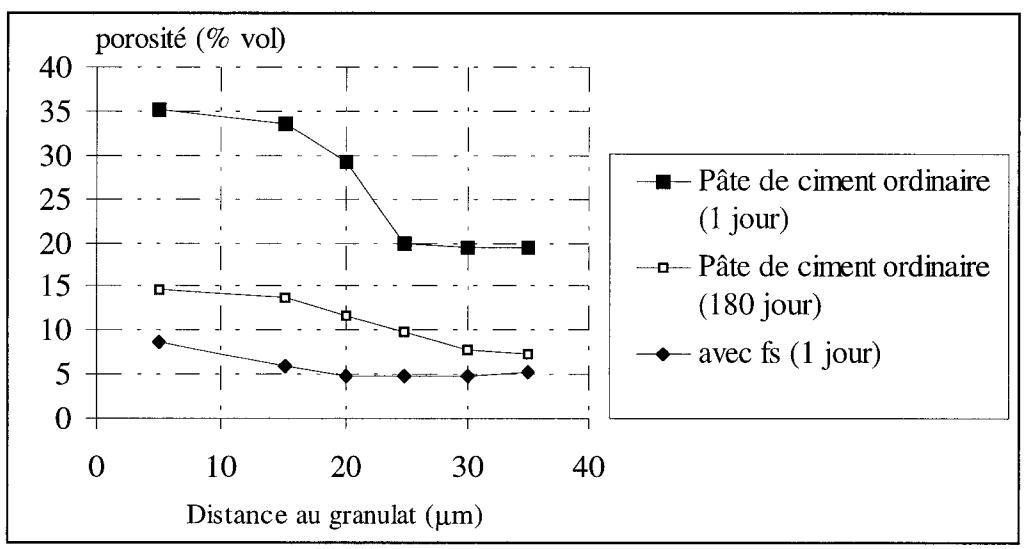


Figure 11 : Influence de l'âge et de l'ajout de fumées de silice sur la porosité de l'auréole de transition, (analyse d'image au MEB), Scrivener & al (1988)

1.2.4 Etat de contrainte et défauts initiaux

Les différents retraits intervenant au cours du processus de prise du ciment (§ 1.1.2) engendrent des contraintes au sein de la structure. Même si la valeur réelle de ces contraintes est délicate à déterminer, de nombreux modèles Thomas et Hsu (1963), Torrenti & al (1988) (modèle expérimental), Roelfstra & al (1985) (modèle numérique) établissent que :

➠ Les inclusions sont en compression.

- Il existe de la traction plus ou moins marquée au niveau de l'interface.
- La matrice est soumise à de la traction.

Au cours de la prise, la matrice, encore fragile, libère une partie de ces contraintes en créant des microfissures. Le caractère aléatoire de la fissuration est lié à l'hétérogénéité du matériau et à l'existence de points faibles dans la structure. Ces champs de microfissures et d'auto-contraintes antérieurs à tout chargement contribuent à la non-linéarité du comportement (Acker, 1988).

Dans le cas des BHP et BTHP, l'étreinte autour des granulats est plus importante que pour les Bo (contraction de "le Chatelier" accrue par la présence de fs). Les tensions dans la matrice s'intensifieront pour équilibrer la compression présente autour des granulats. L'étude comparative de Baroghel-Bouny (1994) entre des bétons de différentes classes (Bétons normaux et à Hautes Performances) montre que les microfissures dans les matrices des Bétons à Hautes Performances sont moins nombreuses mais plus larges.

Les différentes investigations sur l'état de la microstructure des BTHP soulignent aussi la présence d'une quantité importante de bulles d'air (Moranville Regourd (1992), Baroghel Bouny (1994)).

2 Caractéristiques mécaniques

2.1 Modules d'Young et coefficients de Poisson

Pour la détermination des modules d'Young et des coefficients de Poisson, nous avons effectué des essais de compression simple sur des corps d'épreuve de diamètre 70 mm et de hauteur 140 mm. Les déformations sont mesurées à l'aide des jauges d'extensométrie.

Les modules d'Young sont déterminés avec la recommandation du code de calcul de béton armé (BAEL 91) ; les résultats ainsi qu'une comparaison avec les résultats de la relation de l'AFREM sont récapitulés dans le tableau 4 suivant.

	Bo	BHP	BTHP
Module de Young E (GPa)	40,9	52,8	53,4
Ecart type	2,6	2,65	0,92
Coefficient de Poisson	0,2	0,22	0,21
Module théorique (BAEL) E th	41,8	51,6	54,7
rapport Eth/E	1,02	0,98	1,02

Tableau 4 : Caractéristiques mécaniques

La relation Module d'élasticité (E), résistance à la compression (fcj), (BAEL 91, Extension du BAEL/BPEL 1996) :

$$E = 11000(fcj)^{1/3}$$

La comparaison avec le module théorique déterminé à partir de la formule du BAEL montre une bonne concordance des résultats.

Le module d'Young augmente avec la résistance à la compression simple, on n'observe cependant pas de modification notable du coefficient de poisson qui reste proche de 0,2.
L'observation de la formulation du modèle « trisphère » de Le Roy (1996) ou de la relation de Hashin (1962) montre que le module d'élasticité du béton est fonction de la compacité granulaire et du module de la pâte.

Le modèle « trisphère » défini le module élastique du béton comme étant (Le Roy, 1996) :

$$Eb = \left(1 + 2g\frac{Eg^2 - Ep^2}{(g^* - g)Eg^2 + 2(2 - g^*)EgEp + (g^* + g)Ep^2}\right)Ep$$

Eb : Module d'élasticité du béton
Eg : Module d'élasticité du granulat
Ep : Module d'élasticité de la pâte
g : Compacité du mélange granulaire
g* : Compacité maximale du mélange granulaire déterminée à partir des formules empiriques (Caquot 1935, de Larrard et Tondat 1993) ou à partir du modèle de suspension solide (de Larrard & al 1997).

Pour des granulats concassés (de Larrard et Tondat, 1993):

$$g^* = 1 - 0{,}45\left[\frac{d}{D}\right]^{0{,}19}$$

d : diamètre équivalent du plus petit granulat

D : diamètre équivalent du plus grand granulat

Le modèle de Hashin (1962) s'exprime par:

$$Eb = Ep\left[\frac{(1-g)Ep + (1+g)Eg}{(1+g)Ep + (1-g)Eg}\right]$$

Pour augmenter le module du béton on peut faire tendre la compacité du mélange vers l'optimum g* ou augmenter le module d'élasticité de la matrice. Yang (1998) a mis en

évidence l'influence de l'interface sur le module, une réduction de l'interface (par ajout de silice par exemple) tend aussi à augmenter le module d'élasticité.
Pour nos formulations, les modules d'Young des matrices augmentent fortement avec l'ajout de fumées de silice et la réduction du dosage en eau, le module d'Young (déterminé expérimentalement sur des éprouvettes ∅=36 mm et H=70 mm) passe de 37600 MPa pour le Bo à 47400 MPa pour le BHP. Signalons aussi que nous n'avons pas de variation importante de la compacité granulaire, l'augmentation du module d'Young du béton est donc en grande partie due à l'amélioration des caractéristiques mécaniques de la matrice.

2.2 Résistance à la traction

Les valeurs de résistances à la traction dépendent au type d'essai mécanique (traction directe, fendage ou flexion). Nous nous sommes limités à deux types d'essai :

- ⊃ l'essai de fendage ou compression diamétrale, selon la norme NFP 18-408
- ⊃ l'essai de flexion 4 points, selon la norme NPF 18-407

2.2.1 Résistance au fendage

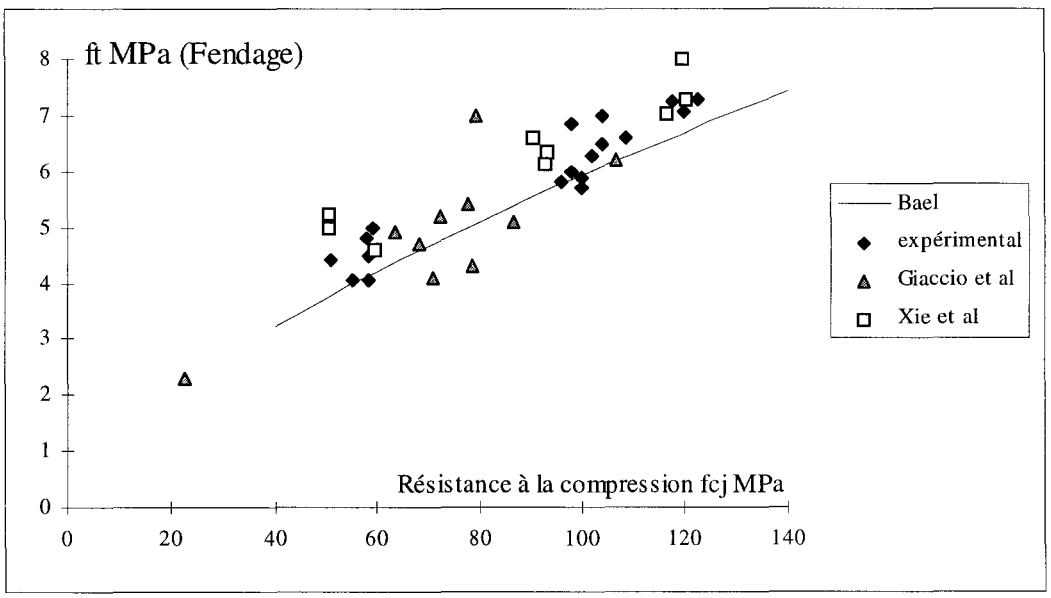


Figure 12 : Résistance à la traction déterminé par fendage à 28 jours, comparaison, avec le critère du BAEL, comparaison avec les études de De Giaccio & al 1993, et de Xie & al 1995

Il existe dans les règlements de calcul de structure, des critères empiriques déterminés à partir de nombreuses données expérimentales. Ces critères, fonction de la résistance à la compression, ont dans un premier temps été établis pour une gamme de résistances caractéristiques comprises entre 25 et 40 MPa (relation n°1). Par la suite, ce critère a été

modifié pour les bétons de résistances comprises entre 60 et 80 MPa ; le critère est passé d'une fonction linéaire à une relation de la forme $f_{tj} = \psi(f_{cj})^{2/3}$ (relation n°2).

Relations : résistance à la traction ftj- résistance à la compression fcj(BAEL 91)

$ft_j = 0{,}6 + 0{,}06 * f_{cj}$ pour $fcj \leq 60$ MPa (relation n°1)

$f_{tj} = 0{,}275(f_{cj})^{2/3}$ pour $60 < fcj \leq 80$ MPa (relation n°2)

relations présentées figure 12

Les résultats des essais de fendage montrent que la résistance à la traction augmente avec la résistance à la compression, cependant le gain de résistance à la traction est plus faible que le gain de résistance à la compression. Le rapport $\frac{f_{cj}}{ft_j}$ (résistance à la compression sur résistance à la traction) passe de 12,7 pour le bétons Bo à 16 pour le béton BHP et 16,7 pour les BTHP.

Nos résultats indiquent, que la relation (2) est extrapolable aux bétons de classes supérieures. Nos résistances à la traction par fendage sont légèrement supérieures au critères du BAEL ; le même phénomène a été observé par Xie & al (1995). Il faut souligner que le fait d'utiliser de très bon granulats de type basalte peut avoir une influence sur la résistance à la compression.

2.2.2 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion (*fr*) surestime la résistance à la traction. Cette résistance est obtenue à partir d'un essai de flexion 4 points sur un prisme (100x100x400) selon les recommandations de la norme NFP 18-407.

	Bo	BHP	BTHP
module de rupture fr MPa	5,95	10,86	11,67
fr (code ACI)	6,97	9,54	10,43
rapport fr/ft	1,42	1,57	1,62

Tableau 5 : Résistances à la traction (modules de rupture) déterminées par flexion

Les rapports $\frac{fr}{ft}$ correspondent aux rapports résistance à la flexion sur résistance au fendage.

Le code ACI (1984) propose une relation entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion, il n'y a pas d'équivalent dans le règlement Français.

$$f_r = 0{,}94\sqrt{fc}$$

avec fc résistance à la compression (MPa)

De nombreuses études expérimentales ont montré que ce critère sous-estimait la résistance à la traction (Shah et Ahmad, 1985). Cette constatation est confirmée par nos données expérimentales. Il est intéressant de noter que le rapport fr/ft (résistance à la traction par flexion sur résistance déterminé par fendage), rapport habituellement estimé à 1,5 augmente avec la résistance à la compression (tableau 5).

2.3 Caractéristiques des matrices

Nous avons vu dans les parties précédentes que les mortiers étudiés étaient représentatifs des pâtes de mortier des bétons, les porosités ainsi que les distributions poreuses sont sensiblement identiques. Nous nous sommes intéressés aux résistances mécaniques de ces mortiers. Les résistances à la compression et au fendage sont déterminées sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 35 mm et d'élancement de 2. Les essais de flexion sont réalisés avec des prismes normalisés 4 x 4 x 16. Les résultats sont reportés dans le tableau 6

	résistances (MPa)		
	compression	fendage	flexion
O (E/C=0,38)	64	5,48	10,5
HP (E/L=0,28; 10%fs)	84	8,23	13,3
THP (E/L=0,24; 12%fs)	96	9	14,3

Tableau 6 : Caractéristiques mécaniques des mortiers

L'ajout de fumées de silice et la réduction du dosage en eau permet une densification de la matrice et une diminution de la porosité. Les caractéristiques mécaniques qui en découlent augmentent. On observe un gain des résistances à la compression et à la traction.

Une comparaison de ces résultats avec les résistances des bétons ordinaires (figure 13 (a, b, c)) permet de mettre en évidence l'influence du squelette granulaire sur les performances structurelles du béton.
L'ajout de granulat semble produire un gain de résistance à la compression mais semble avoir un effet négatif sur la résistance à la traction.
Le squelette granulaire joue un rôle sur la résistance à la compression, celle-ci croît quand la distance entre deux granulats adjacents décroît (De larrard 1997). Cette distance appelée

épaisseur maximale de pâte (EMP) est estimée en fonction de la taille maximale de granulat, de sa compacité granulaire g et de la compacité optimum g*.

$$EMP = D\left(\sqrt[3]{\frac{g^*}{g}} - 1\right)$$

La définition de l'EMP met en avant la nécessité de choisir une compacité de mélange suffisante g la plus proche de g*, et une taille de granulat assez faible.

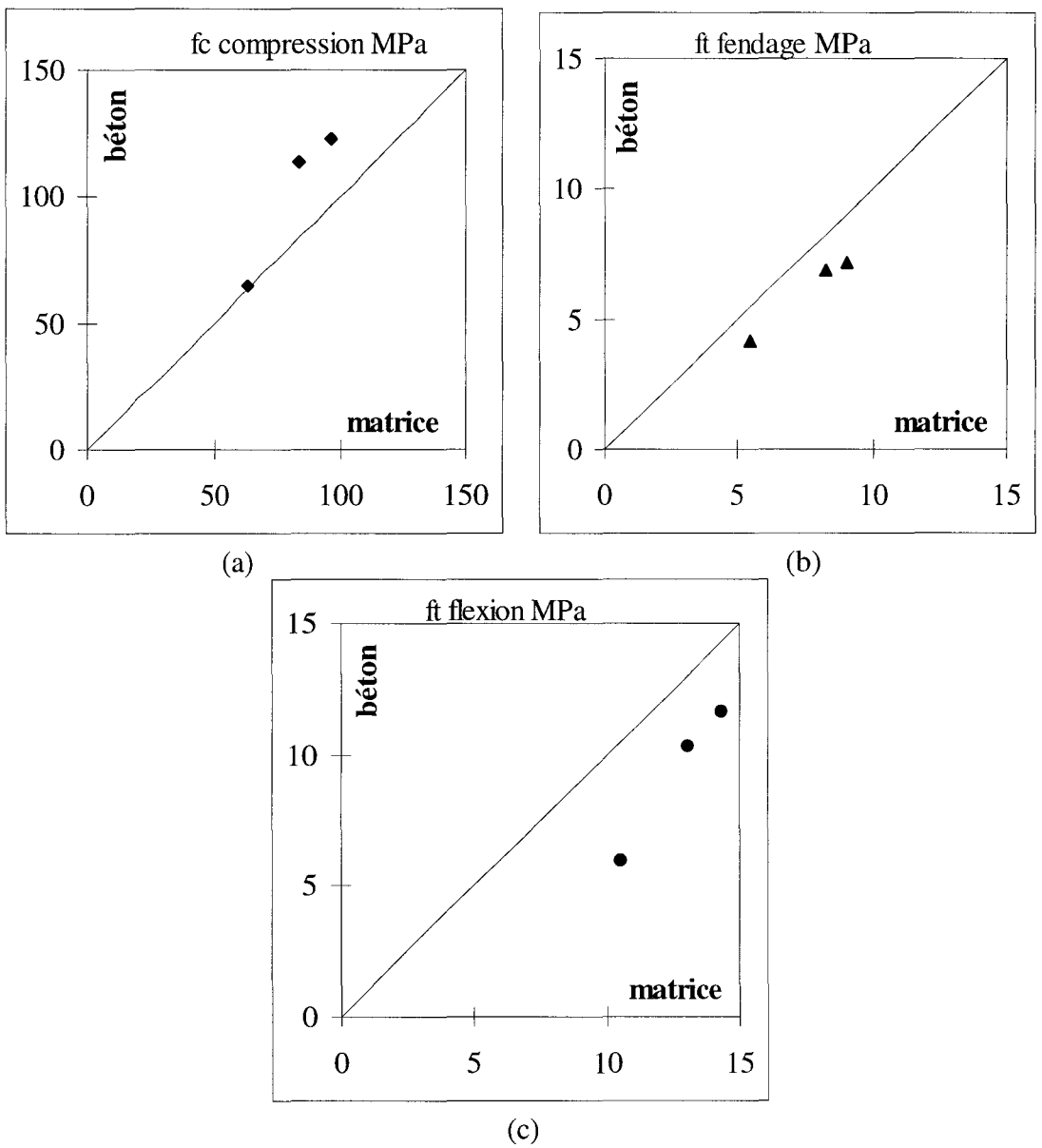


Figure 13 : Résistances à la compression (a), à la traction par fendage (b) et à la flexion (c) relation entre les bétons Bo BHP et BTHP et les résistances des matrices

L'observation des résultats de traction (Figure 13 (b)) met en évidence l'effet inverse. Il y a en effet une diminution de la résistance à la traction avec l'ajout de granulats. Ce phénomène peut être interprété comme une conséquence de la création de zones de fortes hétérogénéités dans la structure. Il est maintenant acquis que sous sollicitation de traction, l'interface pâte/granulat constitue un site potentiel d'amorçage des mésofissures. En ajoutant des granulats, nous augmentons la surface totale de l'interface de la structure, ce qui a pour conséquence d'augmenter les sites d'amorçage et donc de réduire les résistances mécaniques en traction.

3 Conclusion

Dans ce premier chapitre nous nous sommes attachés à présenter le béton à très hautes performances. En conclusion de ce chapitre nous pouvons faire une rapide synthèse de l'état de la microstructure et des caractéristiques de ces bétons.

La caractérisation des trois bétons étudiés dans ces travaux a montré que, conformément à la littérature, l'ajout de fumées de silice et l'ajout de superplastifiant permettaient une densification de la matrice et une diminution notable de la porosité. L'ajout de fumées de silice permet également la création d'une porosité plus fine, en effet, nous avons noté une diminution du rayon poreux moyen de nos matrices et de nos bétons (Baroghel-Bouny, 1994).

La microfissuration, présente à l'état initial, semble moins dense que dans un béton classique mais les microfissures de la matrice sont, comparativement à un béton ordinaire, plus larges (Baroghel-Bouny, 1994).

Des études spécifiques de l'interface pâte/granulat ont montré que la finesse de la fumée de silice réduisait la porosité de l'interface (Scrivener & al, 1988). De plus, l'action pouzzolanique de cette ultrafine permet la consommation la portlandite présente dans l'auréole (Olivier & al, 1995). La modification de la porosité et de la microstructure améliore ses caractéristiques mécaniques.

Les caractéristiques mécaniques de ces nouveaux bétons sont considérablement améliorées. Outre le gain de résistance à la compression, les valeurs du module d'Young augmentent. Cependant, nous n'avons pas noté d'influence notable sur le coefficient de Poisson.
La résistance à la traction augmente mais le gain de résistance en traction est plus faible que le gain de résistance en compression. La résistance à la traction croît moins vite que la résistance à la compression. Malgré la modification de la microstructure de l'interface pâte/granulat, cette zone reste toujours le point faible du béton à hautes performances soumis à de la traction.

Chapitre II

Etude expérimentale du comportement mécanique des BTHP

Dans un premier temps, nous discutons le rôle important joué par la microfissuration dans le comportement mécanique sous sollicitation conventionnelle (compression ou traction simple). Cette partie bibliographique est complétée par la présentation de quelques modèles physiques s'appuyant sur l'évolution de la mésofissuration ou la présence de l'interface pâte/granulats. Ces modèles permettent de rendre compte de certaines caractéristiques du comportement telles que la non linéarité, l'anisotropie induite. L'objectif n'est pas de faire une synthèse exhaustive de tous les modèles existants, la tache serait trop vaste, mais de mettre en évidence des mécanismes de fissuration susceptibles d'être rencontrés dans la suite de l'étude en particulier sous sollicitation multiaxiales.

Dans un deuxième temps, nous verrons les résultats de la campagne expérimentale visant à caractériser les Bétons à Très Hautes Performances sous sollicitations multiaxiales. Les aspects du comportement du béton soumis aux sollicitations simples sont maintenant bien connus. Cependant en structure le béton est souvent sollicité de manière multiaxiale, que ce soit dans le cas d'une structure en béton armé ou précontraint. Cet état de contrainte entraîne une différence de comportement, augmentation de la résistance et de la ductilité. Cette modification du comportement met en évidence la nécessité de connaître, pour une utilisation optimale, le comportement et les résistances des bétons et en l'occurrence des Bétons à Hautes Performances sous sollicitations triaxiales. De plus, les essais de compression triaxiale ; isotrope, déviatorique monotone ou avec cycles de chargement déchargement permettent d'étudier les aspects fondamentaux du comportement non linéaire et irréversible de ces nouveaux bétons.

---

1 Approche physique du comportement mécanique du béton

Le comportement classique du béton est présenté figure 1. La courbe contrainte–déformation met en évidence le comportement non linéaire du béton ordinaire en compression simple et la dissymétrie du comportement en compression et en traction.

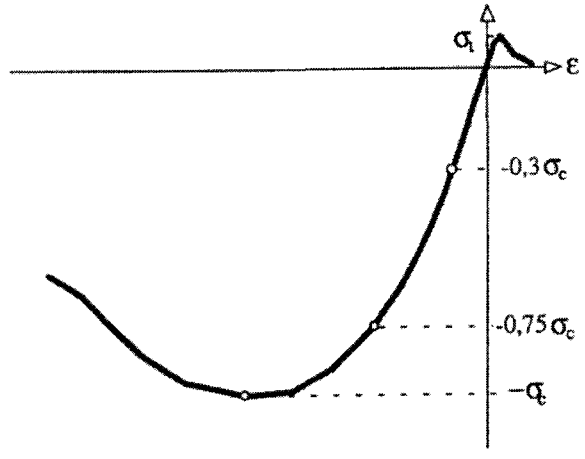


Figure 1 : Courbes de comportement en compression et en traction (Chen, 1982)

La figure 2 présente un exemple de courbe enveloppe de rupture du béton sous contraintes biaxiales ($\sigma 1$-$\sigma 2$) ainsi que les plans de rupture correspondant. Elle met en évidence l'influence du type de chargement sur le mode de rupture et les résistances.

L'ordre de grandeur des différents rapports de résistances pour les bétons dits "classiques" sont les suivants :

$\frac{\sigma_t}{\sigma_c} = 0{,}1$ ce rapport tend à diminuer pour les bétons à hautes et très hautes performances (chapitre I § 2).

$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_c} = 1{,}16$ (avec les deux contraintes principales de compression égales, Kupfer & al 1969)

σ_c : résistance en compression

σ_t : résistance en traction

σ_{bc} : résistance en compression biaxiale

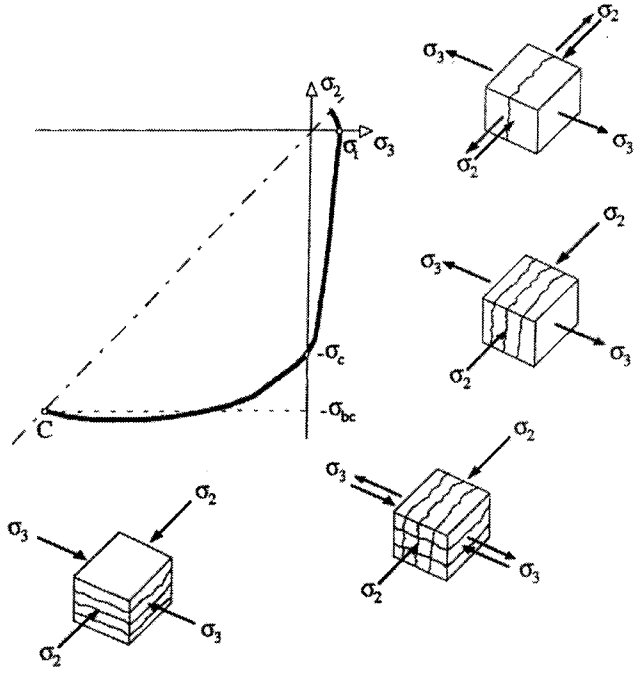


Figure 2 : Courbe enveloppe et plans de rupture (d'après Nelissen, 1972)

Par nature, à l'échelle des granulats, le béton est un matériau hétérogène. Comme nous l'avons présenté dans le premier chapitre, ce matériau est initialement mésofissuré, les mésofissures se trouvant en grande partie dans les interfaces pâte/granulats. De nombreuses études expérimentales (Robinson (1968), Shah Chandra (1968), Dhir et Shanga (1974) et Smadi et Slate (1989)) indiquent que le comportement non linéaire du matériau est essentiellement déterminé par la microfissuration existante ou créée au cours du chargement. Les mécanismes de propagation de fissure mis en jeu sont différents dans le cas de la traction ou de la compression, c'est une des raisons de la dissymétrie du comportement.

1.1 Traction

En traction, la fissuration se développe perpendiculairement à l'axe de chargement. L'essai de traction produit une ouverture de la fissure et une propagation de celle ci perpendiculairement à l'axe.

Dans ce type de chargement, les mécanismes de propagation des microfissures, selon le mode I, ne présentent pas de difficulté particulière. Cependant le caractère composite du matériau (la concentration, la taille et la nature des granulats) joue un rôle essentiel sur la résistance à la fissuration et sur la capacité à ralentir la propagation de la fissuration (Allevy, 1978). Allevy a observé, sur des modèles expérimentaux, une augmentation de la résistance à la traction

(augmentation de l'énergie spécifique moyenne de rupture) avec l'augmentation de la rigidité des inclusions.

1.2 Compression

En compression le comportement présente une non linéarité plus marquée qu'en traction. Après une phase linéaire (jusqu'à 30-40% de la contrainte au pic σc) au cours de laquelle le comportement est réversible, le développement de la mésofissuration dans l'interface pâte/granulat provoque l'apparition d'une non linéarité du comportement jusqu'à 90% de σc (Robinson 1968, Smadi & al 1989).
A 90% de σc il y a modification du mode de propagation de la fissuration. La fissuration se propage de l'interface dans la pâte de ciment, cette propagation a un caractère orienté. Les fissures se propagent alors parallèlement à l'axe de chargement. Cette phase se caractérise par une augmentation du volume de l'échantillon et une anisotropie induite.

Ce mode d'endommagement est dit transmis par opposition à l'endommagement direct en traction. Les mécanismes de propagation de fissure en compression sont extrêmement complexes, et ne peuvent s'expliquer totalement par l'ouverture des fissures par effet Poisson, ou la différence de rigidité entre les deux composants principaux du matériau : la pâte et la matrice. Les mécanismes de propagation de fissures font intervenir des efforts de frottement sur les lèvres des microfissures, les modes de propagation sont appelés modes mixtes I et II. Ce frottement explique aussi le gain de résistance en compression biaxiale.

Au cours de la partie post pic on observe le phénomène d'adoucissement du matériau (diminution de la contrainte axiale, augmentation de la déformation et du volume). C'est un phénomène très complexe. La complexité de ce phénomène réside dans le fait qu'il est fonction de la structure étudiée. En effet, la technique de la stéréophotogrammétrie appliquée au béton a montré que le pic d'effort est une conséquence de la localisation des déformations (Torrenti & al 1991, Benaija & al 1992). Après cette localisation, le champ des déplacements n'est plus homogène, dans la partie Post-Pic nous sommes donc en présence d'un comportement de structure (Kotsovos (1983), Van Mier (1984, 1995)).

2 Modèles physiques de comportement, mécanismes de fissuration

Nous allons présenter quelques modèles que l'on qualifie de « physiques », qui permettent de mettre en évidence l'influence de l'interface pâte/granulat et de la fissuration et qui rendent

compte de certaines caractéristiques du comportement : anisotropie induite, déformations résiduelles, boucles d'hystérésis.

Ces modèles se basent sur quelques hypothèses faites à partir de nombreuses observations expérimentales :

- ⊃ les mésofissures sont considérées initialement réparties à la surface des grains dans l'interface pâte/granulat,
- ⊃ la matrice est poreuse,
- ⊃ la propagation des fissures a un caractère orienté (perpendiculairement à l'axe de l'extension principale).

2.1 Modèle triphasique

Il est établi que l'interface pâte/granulat est la zone fragile du béton qualifié de normal. Shah et Winter (1966) ont développé un modèle analytique permettant de mettre en évidence l'influence de cette interface sur la non-linéarité du comportement. Le modèle prenait en compte une inclusion cylindrique noyée dans une matrice cimentaire et l'interface entre les deux matériaux représentée par une fine zone.
Cette modélisation a montré que la non-linéarité du comportement pouvait être simulée en ne prenant en compte que le développement progressif de la fissuration dans l'interface pâte/granulat et en négligeant la fissuration de la matrice. Cependant ce modèle néglige totalement les mécanismes de coalescence des microfissures de l'interface et de leur propagation dans la matrice perpendiculairement à l'axe d'extension principale.

Buyukozturk & al (1971) ont également développé une modélisation expérimentale (et un modèle numérique) qui valide une grande partie des observations faites par Winter et Shah (figures 3 et 4).

Le développement de la fissuration est représenté sur la figure 4 ; ce modèle expérimental permet d'observer la propagation de la fissuration à des niveaux de contrainte proches de la rupture. A ce niveau de chargement, la fissure se propage en mode I dans la matrice. Cette propagation a un caractère orienté, parallèle à l'axe de chargement.

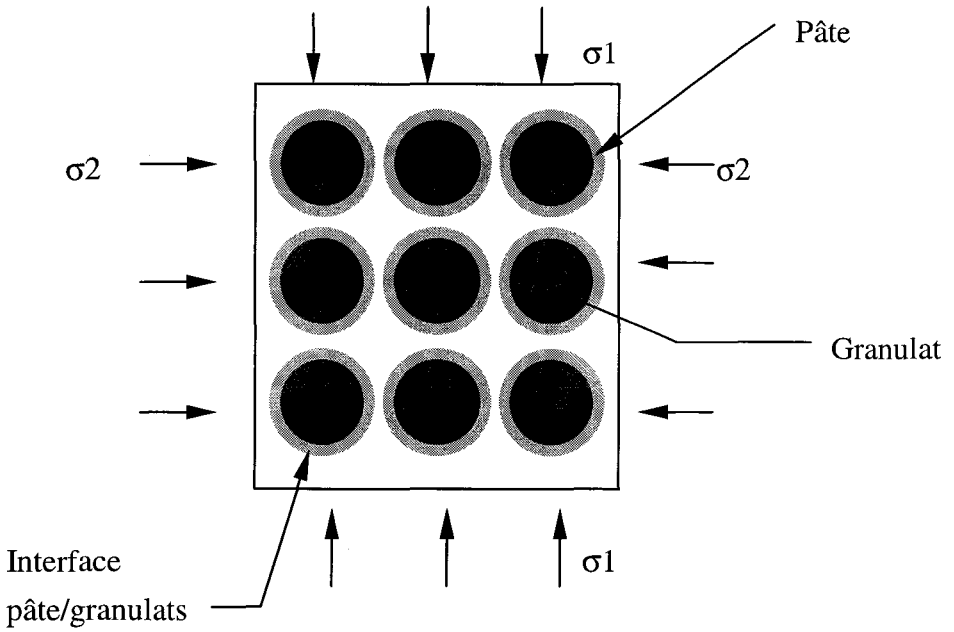


Figure 3 : Modèle de Buyukozturk & al 1971

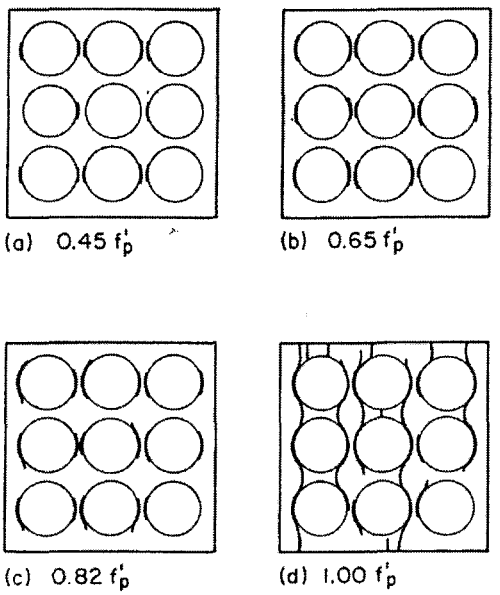


Figure 4 : Développement de la fissuration suivi au rayon X, Buyukozturk & al (1971).

Ce modèle ne permet pas de comprendre pourquoi nous avons à un certain niveau de contrainte (80 %) une propagation de la fissuration dans la matrice parallèlement à l'axe de chargement et la présence de dilatance. On peut s'interroger sur la validité de cette modélisation pour le cas des BHP, l'interface est dans ce cas plus réduite et plus résistante.

D'autres modèles se basent sur la nature poreuse de la matrice et l'existence de microfissures autour des grains, ils sont présentés dans le suite de cette étude.

2.2 Modèle de miroporosité de Zaitsev et Wittmann (1981)

Zaitsev & al (1981) ont développé un modèle se basant sur l'existence de pores représentés par de petits trous (de rayon r_h) avec deux petites fissures à chaque extrémité (de longueur l_h). Il y a propagation quand le facteur d'intensité de contrainte K_I atteint le facteur d'intensité critique K_{Ic}. Ce modèle a été étendu pour le cas d'une distribution aléatoire de la porosité et de l'orientation des microfissures ; la condition de propagation prend la forme suivante :

$$q = -\frac{K_{Ic}}{\sqrt{2r_h}} g(\lambda_h)$$

λ_h : la longueur de la fissure $\lambda_h = l_h r_h$

q :la charge de compression

Les chemins de fissuration obtenus avec ce type de modèle montrent des fissures parallèles à l'axe de chargement (figure 5). Ce modèle peut être intéressant dans le cas d'un matériau fortement poreux. Pour des matériaux tels que les bétons à hautes performances où la porosité atteint 4 à 5 % (essentiellement due au second mode poreux), ce modèle ne semble à priori pas adapté.

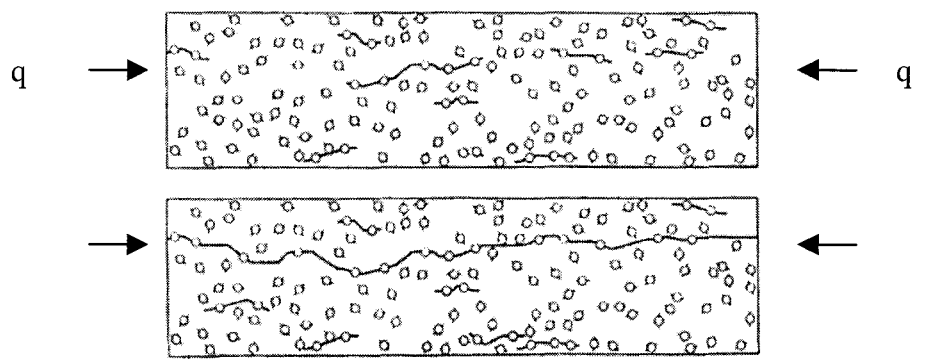


Figure 5 : Chemin de fissuration, modèle Zaitsev ; propagation des fissures à partir de la porosité

2.3 Modèle de mésofissuration

La modélisation mésomécanique de la mésofissuration permet de reproduire un grand nombre d'aspects essentiels du comportement en compression du béton. Ce type de modèle basé sur la mécanique de la rupture appliquée à la fissuration initialement répartie dans les interfaces pâte/granulat met en évidence des mécanismes de dégradation de la structure comme, par exemple, la propagation de la fissuration parallèlement à l'axe de compression ; celle-ci induit

notamment l'anisotropie du comportement. Parmi ce type de modélisation, on trouve l'approche expérimentale faite par Horii et Nemat-Nasser (1983), l'approche numérique de Zaitsev (1981) ou théorique de Krajcinovic et Fanella (1986) pour les bétons et de Kondo et Renaud (1998) pour les roches fragiles.

Cette modélisation se base sur les hypothèses suivantes :

- le matériau initialement microfissuré,
- cette mésofissuration se trouve dans l'interface pâte/granulats (point faible de la structure),
- la fissure se développe dans l'interface pâte/granulats en mode II.

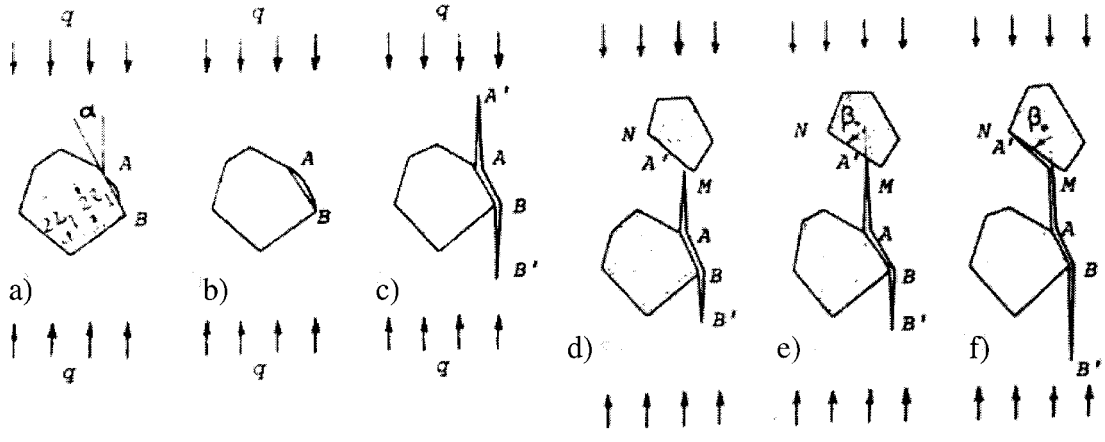


Figure 6 : Modèle de Zaitsev à l'échelle de la mésostructure

Le modèle prend en compte l'orientation de la fissure de l'interface par rapport à l'axe de chargement. Tant que la fissure a une longueur 2l1<2L1 (longueur AB) la fissure se propage en mode II (figure 6 (a)). Quand la fissure atteint la longueur critique 2L1, c'est à dire quand la fissure a fini de se propager sur l'interface pâte/granulats (figure 6 (b)), elle se branche dans la matrice en mode I parallèlement à l'axe de compression (figure 6 (c)).

Zaitsev fait l'hypothèse suivante :

$$K_{IIc}\text{ (matrice)} > K_{IIc}\text{ (interface)}$$
$$K_{IIc}\text{ (matrice)} > K_{Ic}\text{ (matrice)}$$

Quand la fissure atteint une angularité du granulat, elle se propage en mode I dans la matrice(figure 6 (d)). Sa propagation est alors stoppée par la rencontre d'un autre granulat (figure 6 (e)). L'évolution de la fissure est alors fonction des caractéristiques de fissuration de la matrice : K_{IIc} des bétons à hautes performances élevé ; ou K_{Ic} des granulats faibles. En fonction de ces paramètres, la fissure contourne le granulat ou le rompt.

De par la nature locale de ces paramètres, leur détermination expérimentale n'est pas aisée. Ce sont des paramètres définis à l'échelle mésoscopique et donc difficilement accessibles.

Le mécanisme de branchement des fissures (figure 6 (c)) est un phénomène complexe directement lié au mode de propagation de la fissure, c'est à dire au mode mixte. Ce mécanisme de branchement permet de comprendre et d'expliquer la propagation stable des fissures parallèlement à l'axe de compression.

Contrairement au mode d'ouverture où la fissure se propage dans son prolongement, en mode mixte, cette fissure tourne brutalement (elle se branche). Il est donc nécessaire de connaître le critère de propagation de la fissure mais aussi sa nouvelle direction (Leblond, 1998). En mécanique des matériaux fragiles, pour le cas d'un matériau parfaitement isotrope, il est admis que la fissure soumise à un mode mixte I+II se branche pour se trouver en situation de mode I pur.
Amestoy et Leblond (1985) ont argumenté ce phénomène de la manière suivante :

-la présence du mode II entraîne un branchement de la fissure,

-en mode mixte I+II la fissure se branche (change de direction) et se propage de manière régulière, on peut donc en conclure que suite au branchement de la fissure le mode II s'annule. La fissure est soumise à un mode I pur.

3 L'essai de compression triaxiale

Cette partie a pour but de présenter le dispositif expérimental utilisé pour l'étude du comportement des bétons à hautes performances sous sollicitations triaxiale. Deux méthodes sont généralement utilisées pour générer un champ de contrainte triaxiale, l'essai sur cylindre creux, l'essai sur cube (essai réellement triaxial) (Torrenti 1987, Van mier 1984). L'essai sur cylindre ne permettant le contrôle que de deux contraintes principales ; la contrainte axiale et la contrainte latérale (pression de confinement) : cet essai est aussi appelé essai triaxial de révolution (Pijaudier-Cabot 1985..). Pour cette étude nous utiliserons l'essai de compression triaxiale dit de révolution.

3.1 Appareillage

La cellule triaxiale utilisée permet de tester des échantillons de 70 mm de diamètre avec un élancement de 2. Ce diamètre est suffisamment grand pour que l'échantillon soit considéré comme représentatif du matériau. La capacité de cette cellule est de 40 MPa

Les essais de compression ont été réalisés sur une presse hydraulique de type INSTRON série 8500, pouvant appliquer des charges maximales de 100 tonnes. Elle possède un asservissement en force et en déplacement.

L'application des pressions de confinement se fait à l'aide d'une pompe haute pression de type GDS pouvant développer 64 MPa. Elle permet une programmation de cycles de chargement-déchargement en pression et en volume. Le GDS a une précision de 16 KPa.

3.2 Chemins de contrainte

On choisit des vitesses très faibles pour l'application des contraintes et des déformations afin de respecter l'hypothèse de sollicitations quasi-statiques.

-La pompe GDS utilise une vitesse de 0,2 MPa/mn
-Vitesse de déformation axiale 0,03 mm/mn

Les combinaisons de ces contraintes autorisent de nombreux chemins de sollicitation :

- compression hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = Pc$),
- compression triaxiale monotone ou cyclique ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = Pc$),
- chemin proportionnel ($\sigma_1 = k\sigma_2 = k\sigma_3$),
- extension latérale.

3.3 Mesure des déformations longitudinales et transversales

Au cours de l'essai, les déformations sont mesurées par deux méthodes :

- capteurs inductifs pour les déformations longitudinales.
- jauges extensométriques pour les déformations transversales et longitudinales.

L'acquisition automatique des données se fait avec le système FLUKE et une centrale de type Hélios.

3.4 Préparation des jauges

Le collage des jauges extensométriques nécessite une préparation de la surface. On traite la surface (sèche) avec un produit imperméabilisant du type PC 12. Ce produit permet d'éliminer toute porosité et toute rugosité de surface susceptibles d'altérer la jauge au cours de l'application des pressions ou de la déformation du matériau. Après ponçage de cette

surface, la jauge est collée à l'aide d'une colle du type M-BOND 200. Les jauges sont enduites d'un vernis du type M COAT A, et d'une couche d'imperméabilisant M COAT D.

On a placé 4 jauges (deux longitudinales diamétralement opposées, deux transversales) le long des génératrices. La longueur des jauges utilisées était de 3 cm, soit trois fois le plus gros diamètre de granulat.

3.5 Préparation de l'essai

3.5.1 Géométrie du corps d'épreuve

Le béton étant un matériau hétérogène ; il est nécessaire d'étudier un corps d'épreuve suffisamment grand pour être représentatif du matériau testé. La taille du corps d'épreuve est choisie en fonction de la taille maximale des granulats et des capacités de charge des machines. Nous avons décidé de prendre un granulat basalte de diamètre maximal 10 mm et un cylindre de 70 mm de diamètre.
Nous avons dans ce cas un rapport L/Dmax = 7. Les références bibliographiques nous donnent des rapports allant de 5 à 10.
Les cylindres utilisés pour la réalisation des essais de compression ont un diamètre de 70 mm et une hauteur de 140 mm, soit, pour les raisons vues précédemment, un élancement égal à 2. Il nous a semblé préférable de carotter l'échantillon au centre d'une éprouvette 16x32 mm au lieu de le couler directement dans un moule. Ce carottage effectué à vitesse très lente et sous eau permet l'élimination de l'effet de paroi. Les surfaces d'appuis sont traitées par une rectifieuse de précision utilisant une tête diamantée.

3.5.2 Caractérisation

Pour chaque fabrication de corps d'épreuve, les résistances caractéristiques en compression et en traction sont déterminées par des essais sur des cylindres 16x32 cm. Les données de caractérisation de chaque béton sont présentées en annexe I.

3.6 Imperfections expérimentales, non uniformité des champs de contraintes et de déformations.

Un soin particulier a été apporté à l'alignement de l'axe de symétrie de l'échantillon avec l'axe d'application de la charge. Une mauvaise concordance peut engendrer des effets parasites et créer une non uniformité des contraintes et des déformations.

La perturbation de ces champs peut être aussi due aux conditions aux limites, c'est à dire aux appareils d'appuis.
La différence des caractéristiques mécaniques des appuis en particulier du coefficient de Poisson (acier: E=200 000 MPa, ν=0,3) et de l'échantillon (béton: E=30 000 MPa, ν=0,2), crée au cours d'une compression un frottement à l'interface. Ce phénomène est appelé frettage. Avec un faible élancement, les effets de bords influent dans toute l'éprouvette, ce qui peut entraîner une surestimation de la contrainte à la rupture.

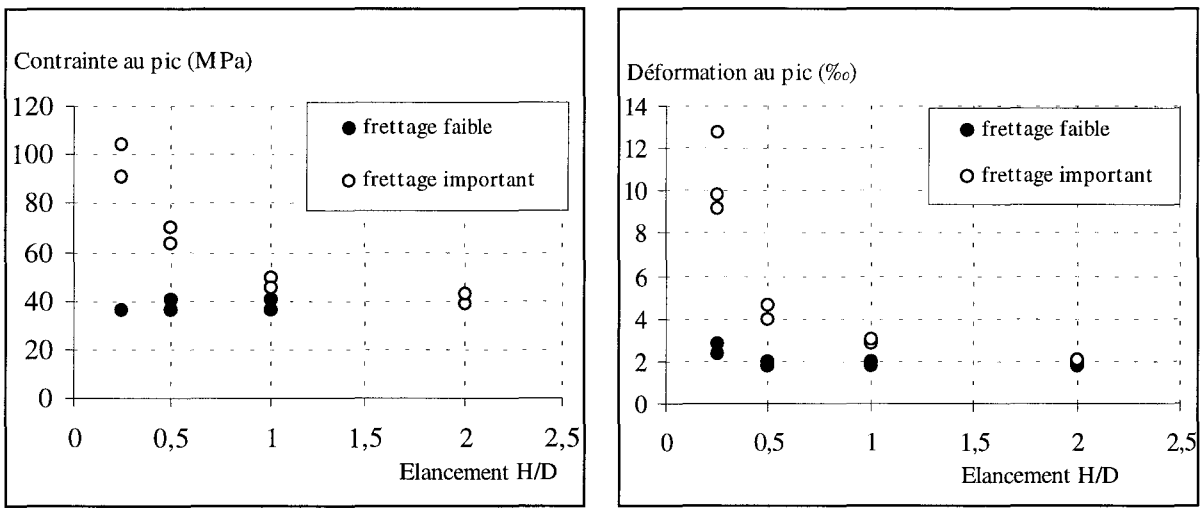


Figure 7 : Influence de l'élancement et du frottement aux appuis d'après Van Vliet & al (1996)

La figure 7 issue des travaux de Van Vliet et Van Mier (1996), met en évidence l'influence des conditions aux appuis et de l'élancement ; sur la contrainte et la déformation au pic. Les travaux de Kostovos (1983) ont mis en évidence l'influence du frettage sur la partie post pic de la courbe et l'inclinaison du faciès de rupture.
Pour limiter l'influence du frettage, nous utilisons des corps d'épreuve cylindrique d'élancement (hauteur/diamètre) égal à 2. On peut voir qu'avec cet élancement l'effet des conditions aux appuis est minimisé (figure 7). Cette hauteur minimale permet de limiter les effets parasites dans le tiers central de l'éprouvette qui est la zone de lecture des déformations par les jauges extensométriques. De nombreux systèmes anti-frettage ont été développés, Wastiels (1978) a fait la synthèse des différents systèmes existants. Pour notre étude, nous utilisons une lubrification de l'interface machine/échantillon au Teflon. En compression simple la rupture des échantillons apparaît par fissuration longitudinale, ce type de rupture, appelée aussi rupture en colonnette, est caractéristique d'un frettage limité aux surfaces d'appuis. En présence d'un frottement aux appuis, la rupture apparaît en forme de cône

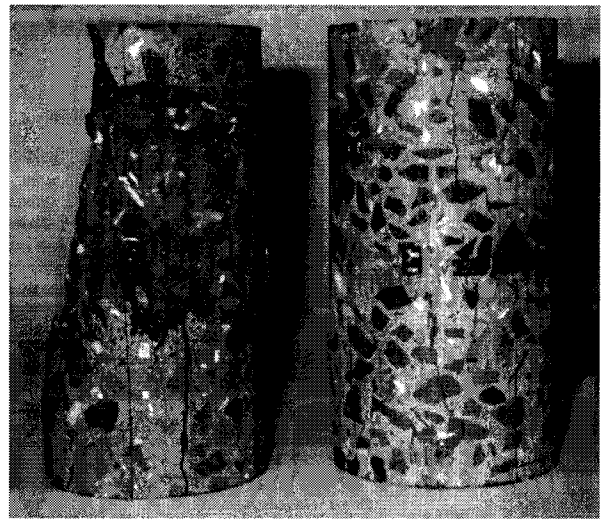


Figure 8 : Rupture en colonnette des échantillons de béton soumis à un état de compression simple

3.7 Protection du corps d'épreuve sous pression de confinement

L'étanchéité entre l'huile de mise en pression et le corps d'épreuve est assurée par une membrane de résine époxy. Un système de joints permet d'assurer une bonne protection au niveau des faces supérieure et inférieure de l'éprouvette cylindrique.

3.8 Remarque

Cette étude ne présenté qu'un seul essai monotone et cyclique pour chaque pression de confinement. Ces essais ont été validés par des essais complémentaires de vérification instrumentés on non. Les essais ne sont retenus que si l'écart entre les deux jauges diamétralement opposées est insignifiant. L'ensemble des essais est présenté en annexe I.

4 Résultats expérimentaux

4.1 Essai de compression isotrope

L'essai de compression isotrope permet de mettre en évidence l'état initial du matériau, c'est à dire l'état de porosité et de fissuration naturel du matériau. On peut ainsi caractériser le degré d'anisotropie initiale du matériau. La forme géométrique de l'échantillon peut être un cube ou un cylindre. Ce dernier ne permet pas de mesurer les déformations dans les trois directions et donc de préciser une complète anisotropie du matériau (on fait toujours l'hypothèse d'une isotropie transverse du matériau).

Au cours de cette étude, nous utiliserons un échantillon cylindrique. Comme nous l'avons vu, l'état réellement tridimensionnel ne peut être atteint qu'avec un triaxial vrai sur un échantillon de forme cubique. Mais ce type de corps d'épreuve induit un phénomène de frottement perturbant la réponse en déformation du matériaux et les résistances mesurées. Comme nous l'avons déjà souligné, le corps d'épreuve cylindrique (d'élancement égal à 2) n'élimine pas ce phénomène parasite mais limite son influence dans la zone centrale.
Ce type d'essais permet aussi d'étudier le comportement du matériau sous fortes contraintes hydrostatiques, phénomène que l'on retrouve en cas de chocs et d'impacts à grande vitesse (Balmer 1949 Burlion & al 1997).

4.1.1 Degré d'isotropie initiale des bétons

Le béton classique n'est pas un matériau initialement isotrope. Cette anisotropie ou orthotropie initiale est expliquée par la présence de ménisque d'eau sous les granulats (mise en évidence expérimentalement par Hoshino (1988)). Quelques auteurs ont montré l'influence du sens du coulage sur les courbes contraintes déformations et ont donc mis en évidence l'anisotropie initiale de la mésostructure (Van Mier 1984, Hugues et Ash 1970).

4.1.2 Résultats expérimentaux

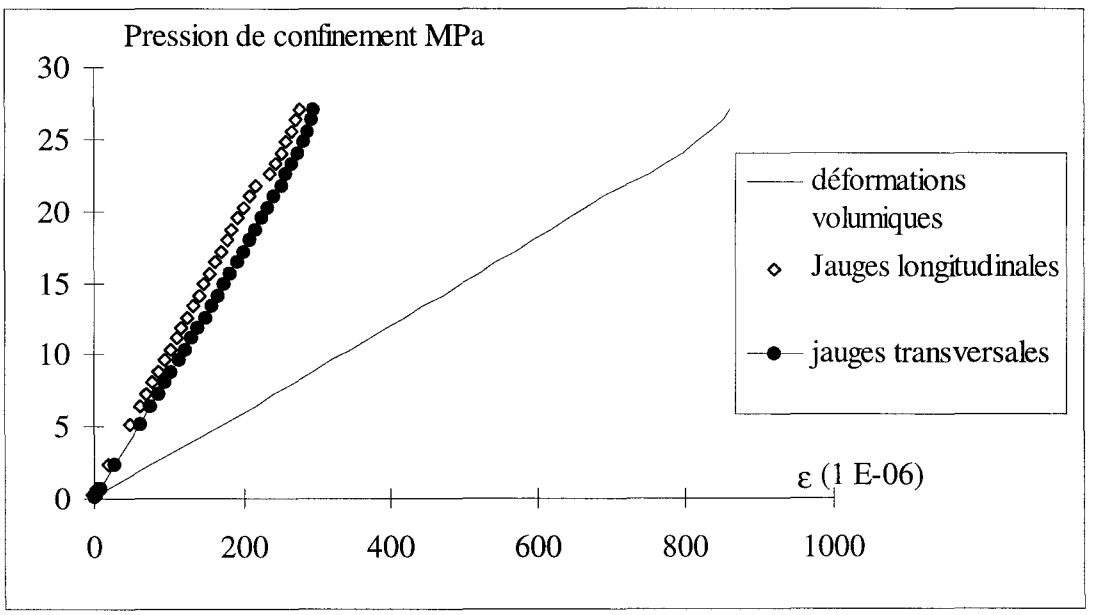


Figure 9 : Essai de compression triaxiale hydrostatique, Formulation Bo

L'essai de compression isotrope, présenté figure 9, montre que la réponse du matériau est pratiquement identique dans le sens longitudinal et transversal. Le matériau peut être

considéré comme initialement isotrope. On peut noter aussi que les phases de serrage sont très faibles voire inexistantes ce qui tend à montrer que le béton est faiblement poreux et faiblement microfissuré (où les fissures sont faiblement ouvertes).

Pour compléter l'étude de l'état initial du matériau d'un point de vue mécanique, nous avons effectué une étude en s'inspirant de travaux de Van Mier (1984) sur nos bétons BHP et BTHP. Ces bétons présentent un rapport E/C très faible. Nous avons effectué des essais de compression où l'axe de chargement est parallèle au sens du coulage et un essai avec l'axe de chargement perpendiculaire. Ce type d'essai, schématisé figure 10, est plus rapide et plus facile à mettre en œuvre. Les essais se font sur cube (70*70*70mm).
Nos essais montrent que l'inclinaison de l'axe de chargement par rapport au sens du coulage (inclinaison 0° et 90°) n'a pas d'influence notable sur le comportement du matériau. Nous pouvons noter que les pentes des courbes sont pratiquement confondues (figure 11), les caractéristiques mécaniques sont pratiquement identiques dans le sens longitudinal et transversal ce qui nous permet de penser que le béton à hautes performances peut être considéré comme un matériau initialement isotrope.

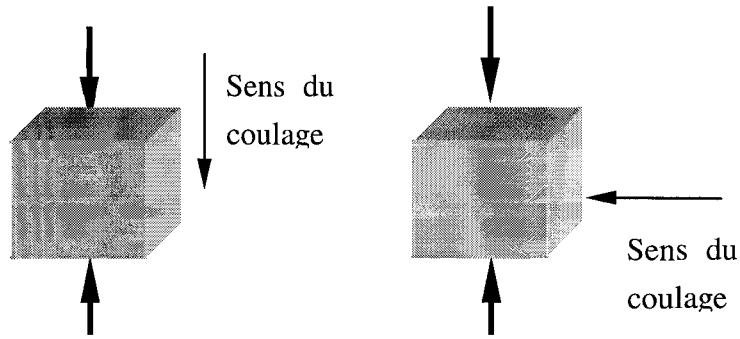


Figure 10 : Essai de compression sur cube, axe de chargement parallèle au sens du coulage et axe de chargement perpendiculaire au sens du coulage

Précisons que, pour ces essais de compression simple sur cube, aucun système anti-frettage n'a été utilisé. La comparaison est purement qualitative, avec le même système de mesure et les mêmes conditions aux appuis les pentes des deux courbes sont confondues. Le matériau peut être qualifié d'initialement isotrope.

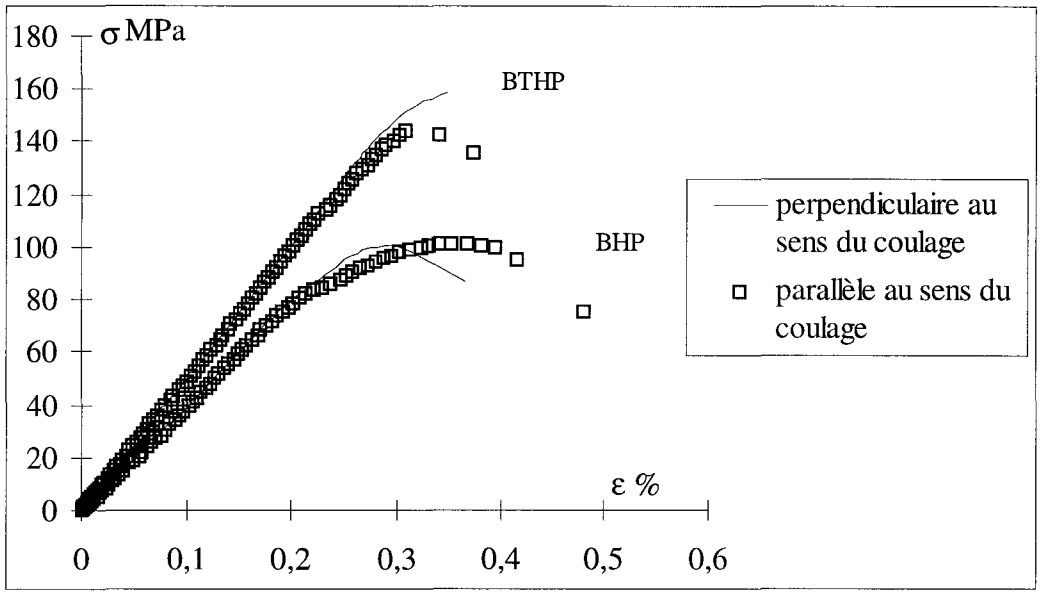


Figure 11 : Essai de compression simple sur cube, deux types d'essai, axe de chargement parallèle au sens de coulage (sens longitudinal) et chargement perpendiculaire au sens du coulage (sens transversal)

4.2 Comportement des bétons à hautes performances en compression simple

Les courbes contraintes – déformations longitudinales et transversales, dans le cas de la compression simple sont reportées figure 12.

Il n'y a pas de modification notable du comportement en compression simple des BHP par rapport au Bo. On retrouve les différentes phases du comportement classique, une phase linéaire jusqu'à 50 % de la contrainte à la rupture (σc), puis apparition du comportement non linéaire. On peut noter, que malgré l'aspect fortement linéaire des courbes de comportement des bétons BHP et BTHP, il y a apparition d'une faible non-linéarité de la courbe à 50% de la contrainte à la rupture. La non-linéarité est plus faible pour les Hautes Performances que pour les Bétons ordinaires. Cette phase correspond au développement de la fissuration dans l'interface pâte/granulat (Smadi & al 1989).

A l'approche du pic de rupture le taux de déformation volumique change de signe, on observe une phase de dilatance (figure 13). Ceci est probablement lié à un branchement et propagation des microfissures dans la matrice parallèlement à l'axe de compression, il y a anisotropie induite du comportement. Ce comportement dilatant apparaît à 85-90 % de σc.

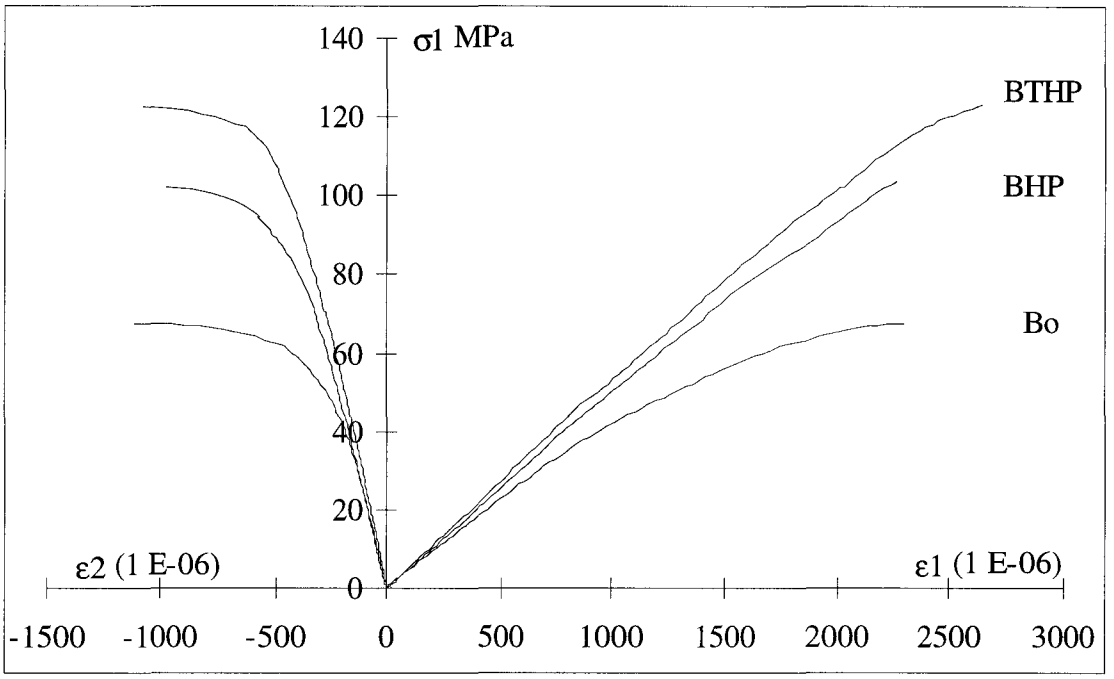


Figure 12 : Courbes contraintes déformations longitudinales et transversales, Essais de compression simple, Béton Bo BHP et BTHP

Les courbes d'évolution des déformations volumiques montrent une réduction de la dilatance du matériau, lorsque la résistance du béton augmente (figure 13). Ce phénomène tendrait à montrer que le degré de mésofissuration du matériau est réduit. Cette observation peut être confirmée par les observations microscopiques de Smadi & al (1989) sur trois classes de béton, ces auteurs ont montré en effet que pour les bétons à hautes résistances la propagation de mésofissuration dans la matrice était très faible et n'apparaissait qu'à 90% de la contrainte à la rupture. L'amélioration des propriétés mécaniques de la pâte peut expliquer sa très faible mésofissuration.

La partie post-pic de la courbe est d'autant plus raide que la résistance à la compression augmente. Cette phase d'assouplissement est représentative d'un comportement de structure et est donc sensible aux conditions expérimentales ; cependant son absence sur nos essais de compression sur BHP met en évidence le caractère extrêmement brutal de la rupture.

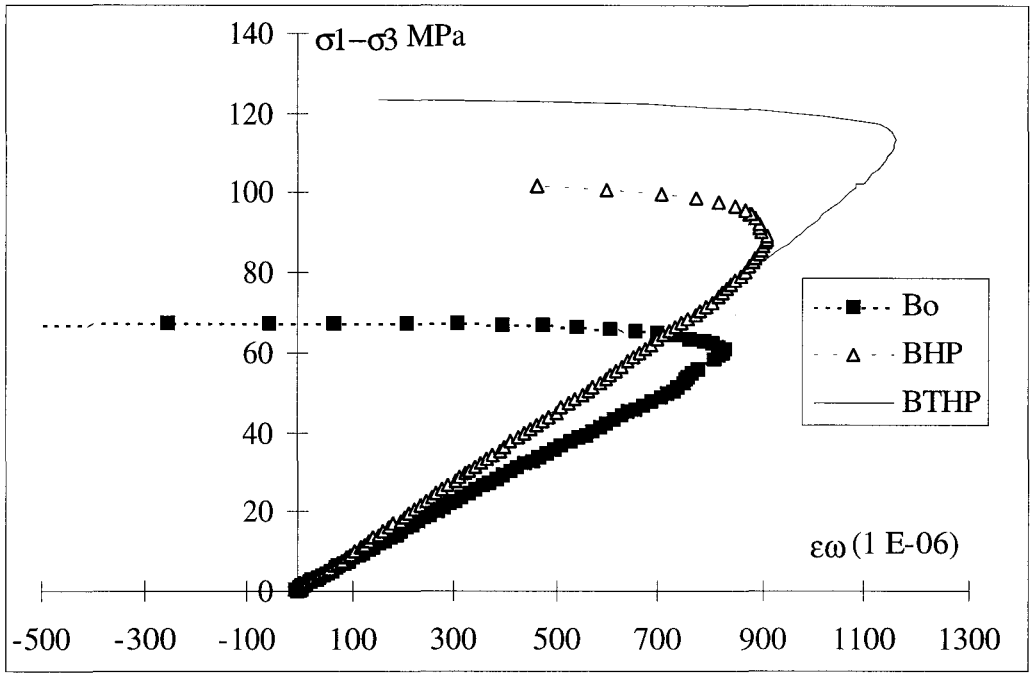


Figure 13 : Courbes des déformations volumiques, comparaison Bo, BHP et BTHP

Le module d'élasticité augmente avec la résistance à la compression simple. Cependant, nous n'avons pas noté de variation sensible du coefficient de Poisson entre les différents bétons. D'autres études expérimentales ont montré que le coefficient de Poisson restait proche de 0,2 (Carrasquillo & al (1981), De larrard (1987)).

4.3 Essai de compression déviatorique monotone

Pour ce type d'essai, l'échantillon est soumis à un champ de contrainte isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) jusqu'à une pression fixée, appelée pression de confinement ($\sigma_2 = \sigma_3 = Pc$). Cette montée en pression se fait en mode proportionnel (application d'un incrément de pression latérale suivie de l'application d'un incrément de pression axiale). La pression de confinement est maintenue constante. On augmente ensuite la contrainte axiale jusqu'à la rupture.

Ce type d'essai permet de déterminer le gain de résistance et de ductilité du béton soumis à un confinement (phénomène que l'on retrouve en structure de béton armé) et d'étudier l'impact de la microfissuration sur le comportement du matériau.

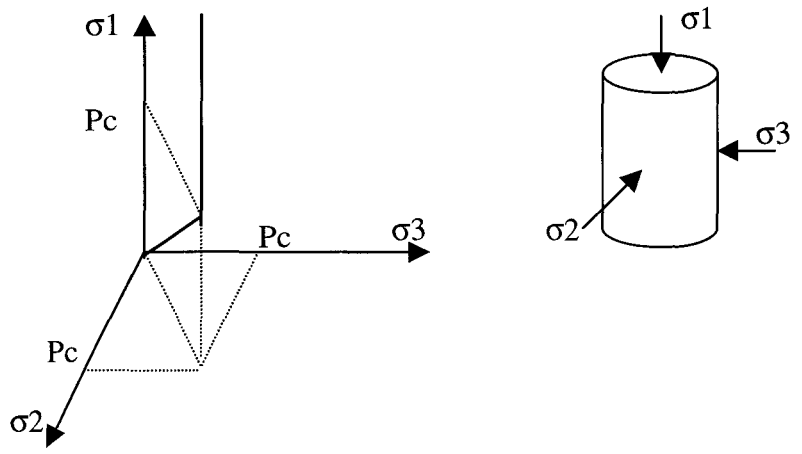


Figure 14 : Chemin de sollicitation lors d'un essai de compression triaxiale déviatorique

Nous avons effectué sur les trois bétons étudiés une série d'essais de compression triaxiale déviatorique, avec différentes pressions de confinement σ3= 0, 5, 20 MPa.

4.3.1 Courbes de comportement

Les figures 15 à 17 présentent les courbes de comportement des trois bétons obtenues lors des essais de compression triaxiale déviatorique.

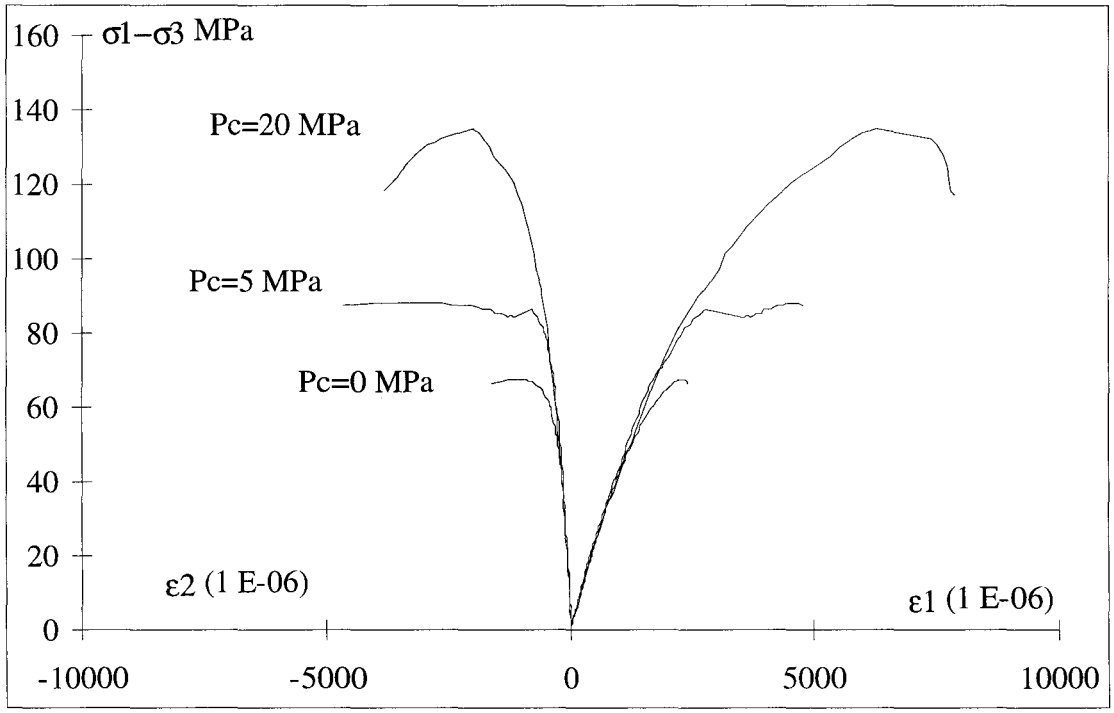


Figure 15 : Courbes contraintes déformations longitudinales et transversales, essais triaxiaux Pc=0, 5, 20 MPa, Formulation Bo

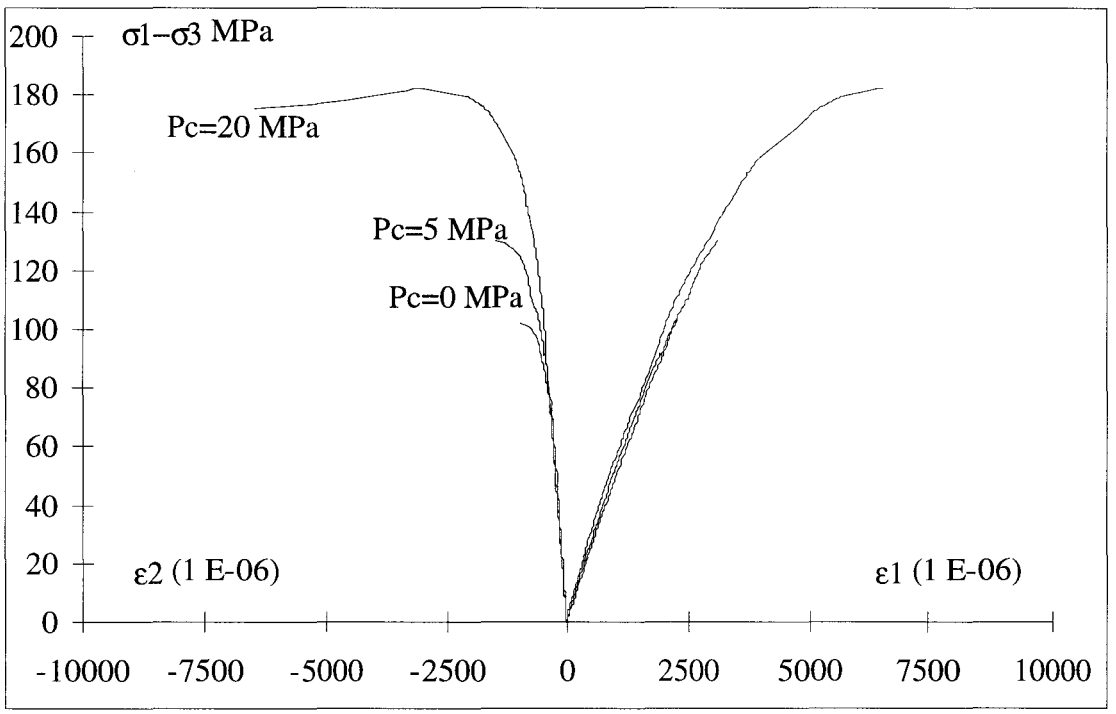


Figure 16 : Courbes contraintes déformations longitudinales et transversales, essais triaxiaux Pc=0, 5, 20 MPa, Formulation BHP

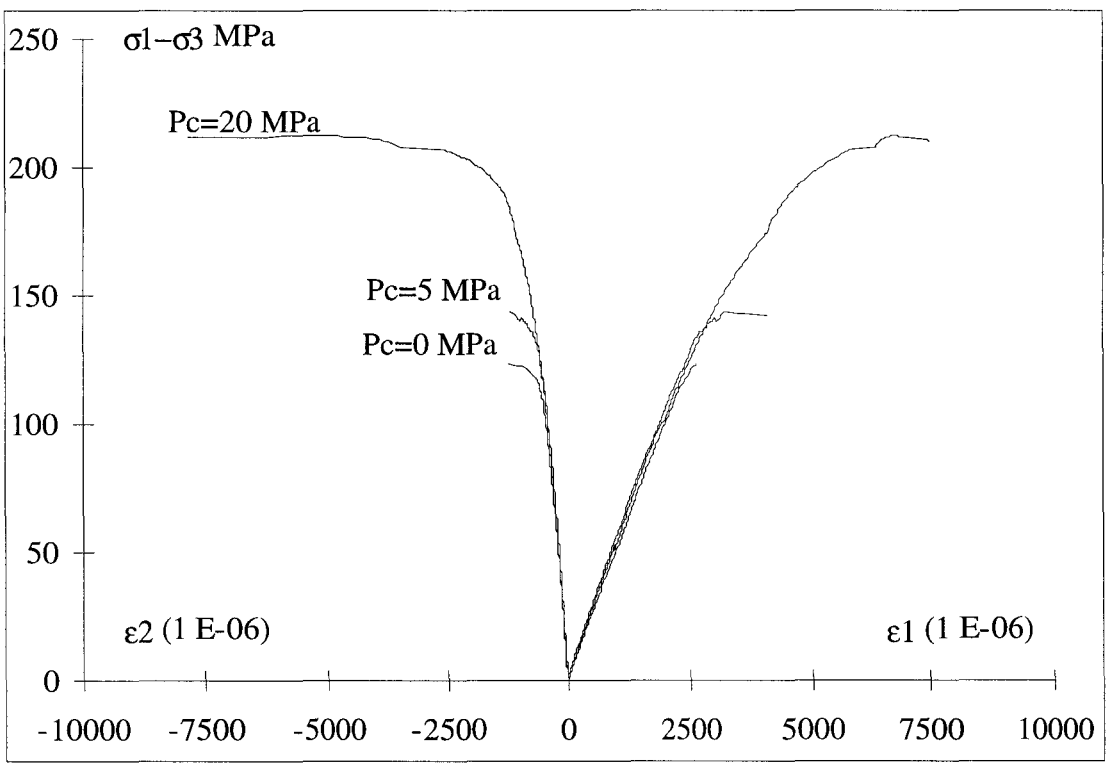


Figure 17 : Courbes contraintes déformations longitudinales et transversales, essais triaxiaux Pc=0, 5 et 20 MPa, Formulation BTHP

Ces courbes mettent en lumière le caractère faiblement non-linéaire des bétons à Hautes Performances. A pression constante (Pc=5 MPa), on observe que les courbes de comportement des bétons à plus hautes résistances sont plus linéaires que celles des bétons ordinaires.

4.3.2 Comportement du matériau sous sollicitations triaxiales déviatoriques

Les courbes de comportement, présentés figure 15 à 17, se décomposent en trois phases

- phase I : Jusqu'à 40 à 50%σpic, le comportement est élastique linéaire (vérifié dans la suite de l'étude avec les cycles de chargement - déchargement).

- phase II : Il y a perte de linéarité de la courbe contrainte - déformation longitudinale. La perte de linéarité de la courbe contrainte - déformation transversale apparaît au même niveau de contrainte. On peut observer que cette perte de linéarité est beaucoup plus importante dans le sens longitudinal. Il se caractérise par une augmentation de la contractance.

- phase III : Augmentation intense des déformations transversales, on a une phase dilatante sur la courbe des déformations volumiques. Palaniswamy et Shah (1974) ont montré que cette phase tend à disparaître quand on applique une pression de confinement élevée. Pour de forts niveaux de compression latérale, le mode de rupture est modifié.

4.4 Influence de la pression de confinement

4.4.1 Influence de la pression de confinement sur la contrainte de rupture

L'observation des niveaux de contrainte à la rupture (tableau 1 page suivante) permet de mettre en évidence une augmentation de la résistance à la compression avec l'application d'une pression de confinement. Ce phénomène peut s'expliquer par une stabilisation de la propagation des microfissures avec l'application de la pression de confinement. La pression latérale permet de fermer les fissures existantes et de créer un frottement aux lèvres des microfissures.

		σ1−σ3 perte de linéarité MPa	σ1−σ3 rupture MPa
Bo	Pc=0 MPa	32,0	67,6
	Pc=5 MPa	42,0	90,0
	Pc=10 MPa	46,3	104,0
	Pc=20 MPa	65,3	135,0
BHP	Pc=0 MPa	50,4	103,6
	Pc=5 MPa	62,0	133,8
	Pc=20 MPa	89,0	182,2
BTHP	Pc=0 MPa	70,6	123,4
	Pc=5 MPa	79,9	143,7
	Pc=10 MPa	84,1	159,5
	Pc=20 MPa	111,3	212,3

Tableau 1 : Niveaux de contrainte à la perte de linéarité et à la rupture

4.4.2 Surface seuil et surface de rupture

Les figures 18 à 20 montrent le gain de résistance avec l'application d'une pression latérale. On peut noter aussi que la partie linéaire de la courbe contrainte – déformation augmente avec l'augmentation de la contrainte latérale. L'application d'un confinement permet de rendre le matériau plus résistant et plus ductile. On peut maintenant s'interroger sur l'influence de la résistance à la compression (influence des qualités mécaniques du matériau) sur le gain de résistance à la compression.

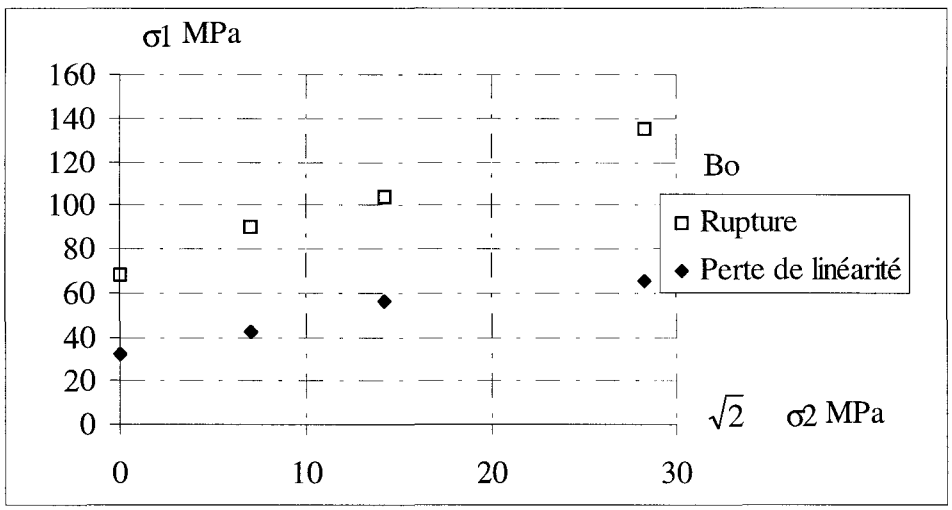


Figure 18 : Représentation dans le repère réduit des contraintes axisymétriques du seuil de linéarité et de rupture, Béton Bo

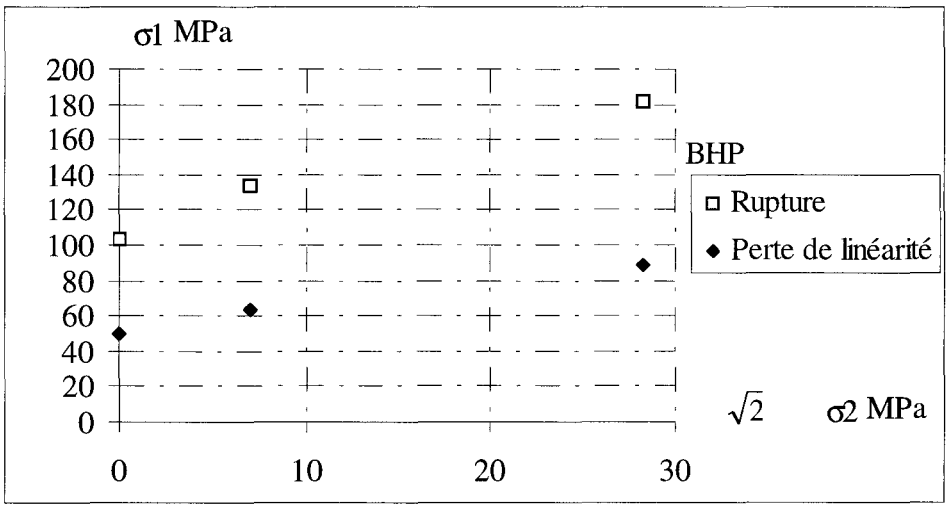


Figure 19 : représentation dans le repère réduit des contraintes axisymétriques du seuil de linéarité et de rupture, Béton BHP

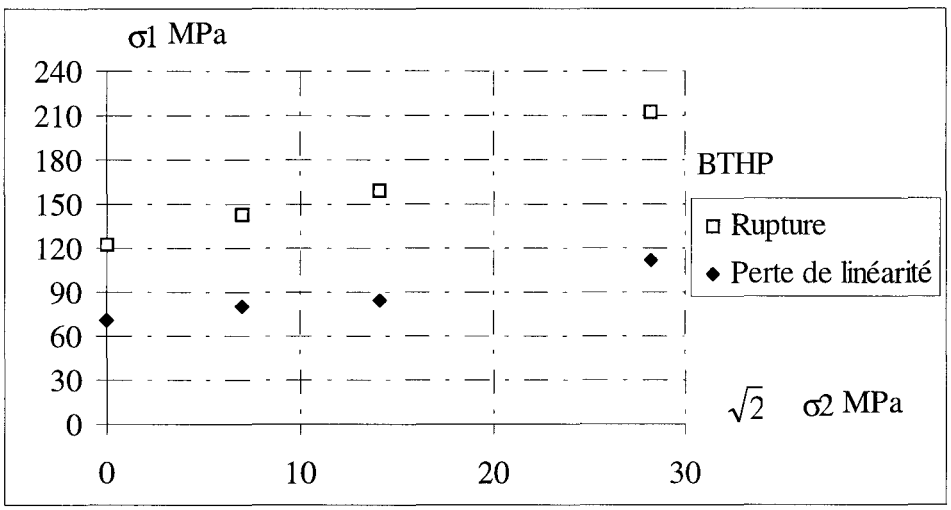


Figure 20 : représentation dans le repère réduit des contraintes axisymétriques du seuil de perte de linéarité et de rupture, Béton BTHP

4.4.3 Influence de la pression de confinement sur les caractéristiques mécaniques

On n'observe pas d'influence notable de la pression de confinement sur le module de Young. Le matériau est reconnu comme initialement mésofissuré (avant tout chargement). On peut supposer que les fissures sont très faiblement ouvertes, la pression de confinement n'augmente pas la rigidité initiale. Cette supposition est corroborée par l'absence de phase de serrage sur

les différents essais de compression notamment sur les essais de compression simple et de compression isotrope.

		Pc= 0 MPa	Pc= 5 MPa	Pc= 20 MPa
Bo	E	44000	47100	41600
	ν	0,23	0,18	0,2
BHP	E	49750	52300	51400
	ν	0,21	0,21	0,22
BTHP	E	52700	56500	53000
	ν	0,21	0,21	0,22

Tableau 2 : caractéristiques mécaniques en fonction de la pression de confinement, Bétons Bo BHP BTHP

4.5 Influence de la résistance des bétons sur les surfaces seuil

4.5.1 Relation contrainte de rupture-pression confinement

De nombreux auteurs ont suggéré des relations simples permettant de décrire l'évolution de la contrainte axiale à la rupture avec l'augmentation de la pression de confinement. Parmi ces relations, on peut citer :

- la relation empirique de Richart & al (1928) pour les bétons de classe ordinaire :

$$\sigma_1 = f_c + 4{,}1\sigma_3$$

- la relation, déduite du critère de Coulomb, fonction de l'angle de frottement du matériau :

$$\sigma_1 = fc + k\sigma_3$$

$$\text{Avec } k = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$$

φ : Angle de frottement

Ces relations font apparaître un coefficient k indicateur de « l'efficacité de la pression de confinement ». Le tableau 3 présente les différents coefficients k du critère de rupture de coulomb et les angles de frottement (calculés à partir de k) correspondants pour chaque gamme de bétons étudiée.

	k	Angle de frottement (°)
Bo	4,3	38,5
BHP	5,05	42,0
BTHP	5,26	42,9

Tableau 3 : Coefficient k du critère de Coulomb et Angle de frottement des Bétons

L'angle de frottement obtenu pour le béton Bo est proche de ceux déterminés par différents auteurs tels que Nielsen (1984) et Dahl (1992) qui postulent pour un angle de frottement de $\varphi=37°$ soit $k=4$.

On peut observer que l'angle de frottement φ augmente avec la résistance du béton (fc). A confinement équivalent, le gain de résistance sera plus important pour les BHP que pour les Bo. Quelques auteurs ont cependant noté que cet angle de frottement tendait à diminuer avec l'augmentation de la résistance à la compression, pour les BHP, φ tend vers 30° (Dahl, 1992). La modification du mode de rupture (intergranulaire pour les Bo et intragranulaire pour les BHP) est selon Nielsen (1998) à l'origine de cette diminution de l'angle de frottement.

Cependant le dépouillement des résultats de Setunge & al (1993), présenté dans le tableau 4, montre que le coefficient k augmente avec le paramètre fc. Ce résultat est aussi observé par Lahlou & al (1993).

Granulat	fumées de silice	fc28 MPa	k	Angle de frottement (°)
V Basalte	sans	126	5,58	44,1
V Basalte	avec	132	5,90	45,2
Hornfel	avec	96	4,46	39,3
Hornfel	avec	102	4,64	40,2
Hornfel	avec	108	5,72	44,6
Hornfel	sans	96	3,84	35,9

Tableau 4 : Coefficients k du critère de Coulomb et Angles de frottement, essais de Setunge & al (1993) (V Basalte : Vesicular Basalt fc=100 MPa, Hornfel fc=340 MPa)

Le tableau 4 indique également, que pour une résistance à la compression identique (tout en gardant le même granulat), le coefficient k augmente avec l'ajout de fumées de silice. L'augmentation du coefficient k peut être attribuée à l'amélioration des qualités mécaniques de la matrice et de l'auréole de transition. Cette auréole de transition étant sensible à l'ajout d'ultrafine, au dosage en eau mais aussi à la taille du granulat. Les formulations des bétons étudiés par Setunge (1993) et Lahlou (1993) utilisaient des granulats de tailles similaires aux nôtres (diamètre maximal 10 mm). Dahl utilisait des granulats de taille plus importante, 14 mm, ce qui peut nuire à la qualité de l'interface.

4.5.2 Relation contrainte au seuil de linéarité-pression de confinement

La pression de confinement et seuil de linéarité sont reliés par :

$$\sigma_{linéaire} = \sigma_{cps} + k_2\sigma_3$$

où σ_{cps} est la contrainte au niveau de la perte de linéarité en compression simple et k2 un paramètre matériel. L'évolution de ce paramètre en fonction de la nature du béton est reportée dans le tableau 5 suivant.

	Bo	BHP	BTHP
k2	2,65	3,01	3,03

Tableau 5 : Coefficient k_2 du seuil de linéarité

On peut noter une très légère augmentation du coefficient k_2 avec le gain de résistance à la compression. Le seuil de linéarité indique le début de la dégradation du matériau, de nombreux auteurs ont noté l'activité de la microfissuration dans l'interface à ce niveau de contrainte. L'application de la pression de confinement referme les microfissures. Le frottement généré aux lèvres de ces fissures tend à stabiliser leur propagation.

4.5.3 Relation contrainte au seuil de dilatance - pression de confinement

Nous avons fait la même analyse avec les niveaux de déviateur au point où la déformation volumique est minimale, c'est à dire quand la dérivée du taux de déformation volumique change de signe (seuil de dilatance). Cette contrainte est considérée par certains auteurs dont Kotsovos et Newman (1979) comme l'indicateur réel de résistance du matériau.
Les coefficients k_3 sont sensiblement identiques pour les trois bétons (tableau 6), il ne semble pas y avoir de gain notable avec l'augmentation de la résistance à la compression.

$$\sigma_{dilatance} = \sigma_{dilatance(cps)} + k_3\sigma_3$$

où $\sigma_{dilatance(cps)}$ est la contrainte au seuil de dilatance en compression simple.

	Bo	BHP	BTHP
k3	4,69	4,68	4,69

Tableau 6 : Coefficient k_3 du seuil de dilatance

Ce seuil de dilatance représente le passage d'un comportement où la propagation de la microfissuration est stable à un comportement ou la propagation est instable. A déformation

volumique minimale, la fissuration se propage perpendiculairement dans la matrice. Il y a augmentation de la densité de fissuration et coalescence des sites de fissuration amenant la localisation et le pic de rupture.

4.5.4 Efficacité du confinement

Les résultats montrent une augmentation du coefficient de frottement du matériau, donc une augmentation de l'efficacité du confinement sur la contrainte à la rupture lorsque la résistance à la compression simple (fc) augmente. Le tableau 7 présente les gains de résistance à la compression axiale pour des niveaux de compression latérale constant. On peut noter que pour un σ/fc constant le gain augmente avec la résistance à la compression.

	Δσ1 MPa		
σ/fc	Bo	BHP	BTHP
0,05	11,83	26,01	31,56
0,1	23,65	52,02	63,12
0,15	35,48	78,02	94,68
0,2	47,30	104,03	126,24
0,25	59,13	130,04	157,80

Tableau 7 : Efficacité du confinement comparées, gain de résistance en compression (Δσ1) à σ/fc constant

Il semble cependant que le seuil de dilatance ne soit pas sensible au paramètre fc ou à l'ajout d'ultrafine. L'augmentation du paramètre k (efficacité du confinement) provient donc d'une stabilisation de la propagation de la fissuration dans la dernière phase du comportement. Cette phase se caractérise par une propagation instable de la mésofissuration et par l'intéraction des défauts amenant à la formation d'une ligne de rupture.
On peut donc penser que l'augmentation du coefficient k peut être en relation avec :

- une diminution de la densité de fissuration, limitant ainsi l'intéraction entre défauts qui amène la localisation des déformations.
- une propagation de cette fissuration limitée par l'amélioration des caractéristiques mécaniques (ténacités...) de la matrice et de l'interface.

On peut supposer que la densité de microfissuration au seuil de dilatance est plus faible pour les bétons à hautes résistances (point que nous tenterons de confirmer avec une caractérisation de l'endommagement, en évaluant l'évolution des caractéristiques mécaniques à l'aide d'essais avec cycles de chargement-déchargement). De plus, Nemati (1994) ont montré expérimentalement que la densité de fissuration des échantillons de béton diminuait avec

l'application d'un confinement. La pression de confinement semble stabiliser les fissures et empêcher leur propagation.

La modification de la propagation des fissures perpendiculairement à l'axe de compression maximale, peut être motivée par l'amélioration des caractéristiques mécaniques de l'interface. Lors de sa propagation, la mésofissure rencontre d'autres granulats. Pour les bétons normaux, la fissure contourne le granulat ; pour les BHP il y a rupture intragranulaire.

4.6 Courbes contraintes-déformations volumiques

La déformation volumique de l'échantillon est un paramètre intéressant pour caractériser le comportement mécanique du matériau. C'est une mesure importante pour l'étude des mécanismes de déformation et de dégradation. Le développement de la microfissuration au cours du chargement entraîne une augmentation du volume de l'échantillon qui se traduit sur la courbe des déformations volumiques par une phase de dilatance.

Le calcul des déformations volumiques se fait en évaluant la trace du tenseur des déformations (avec l'hypothèse des petites déformations). Celle ci est donnée dans le cas d'un essai triaxial de révolution par :

$$\varepsilon_w = \varepsilon_{longitudinale} + 2\varepsilon_{transversale}$$

Les courbes de l'évolution des déformations volumiques pour l'ensemble des essais sont présentées figures 21 à 23.

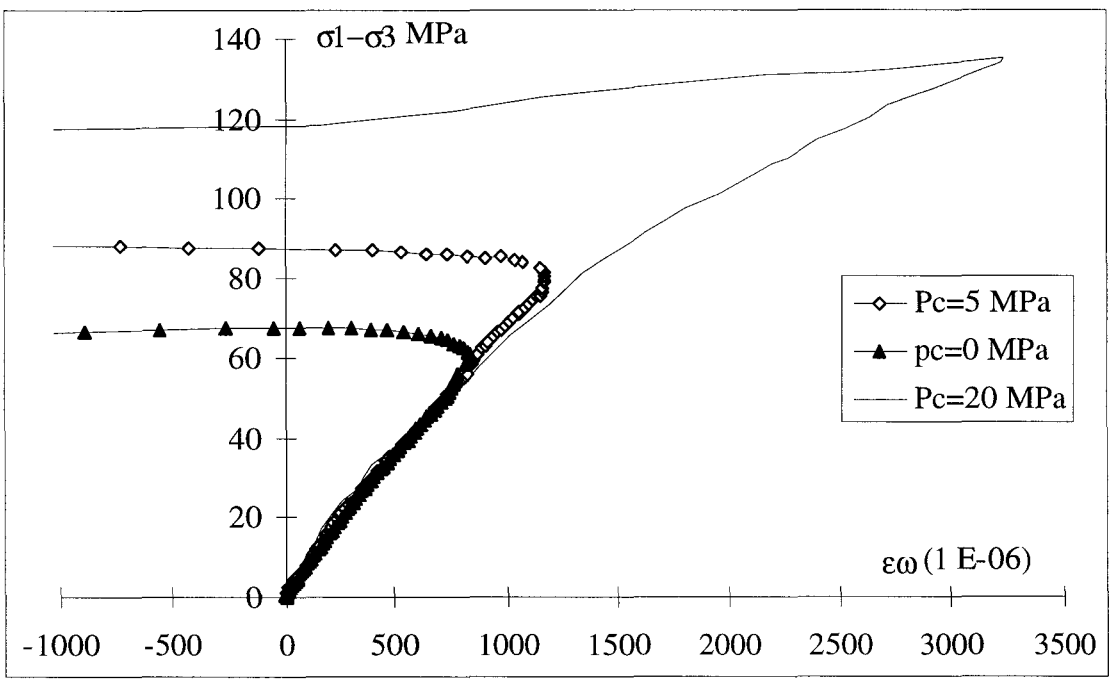


Figure 21 : Courbes contrainte - déformation volumique, essai de compression triaxiale avec Pc= 0, 5 et 20 MPa, Béton Bo

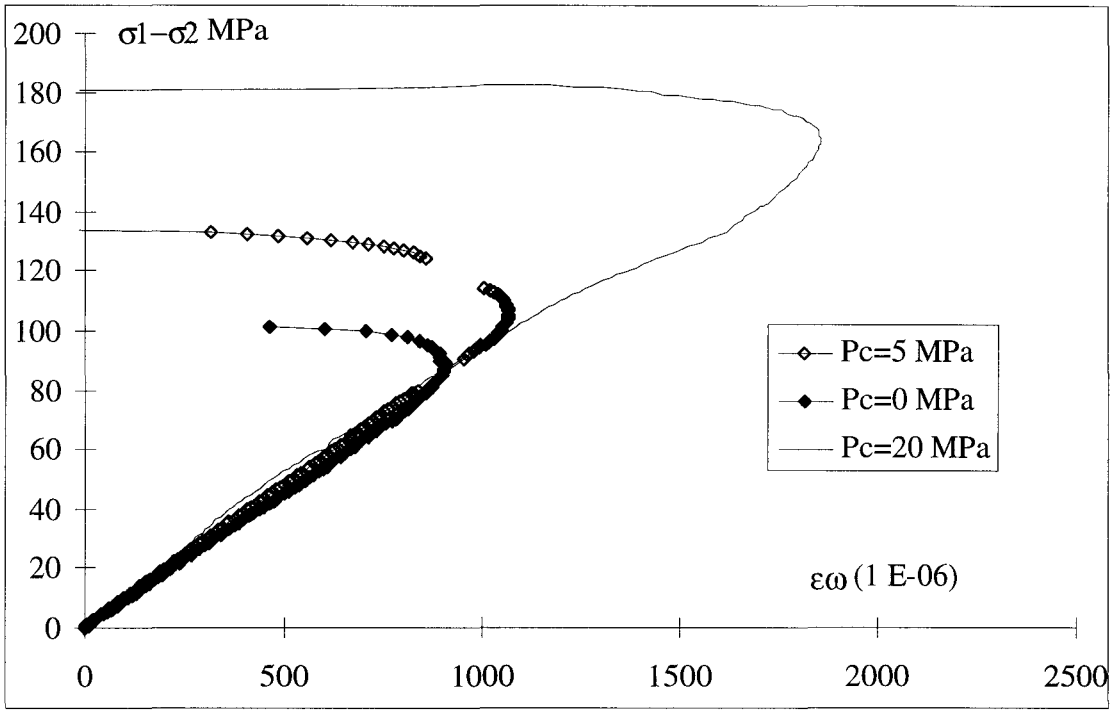


Figure 22 : Courbes contrainte - déformation volumique, essai de compression triaxiale avec Pc= 0, 5 et 20 MPa, Béton BHP

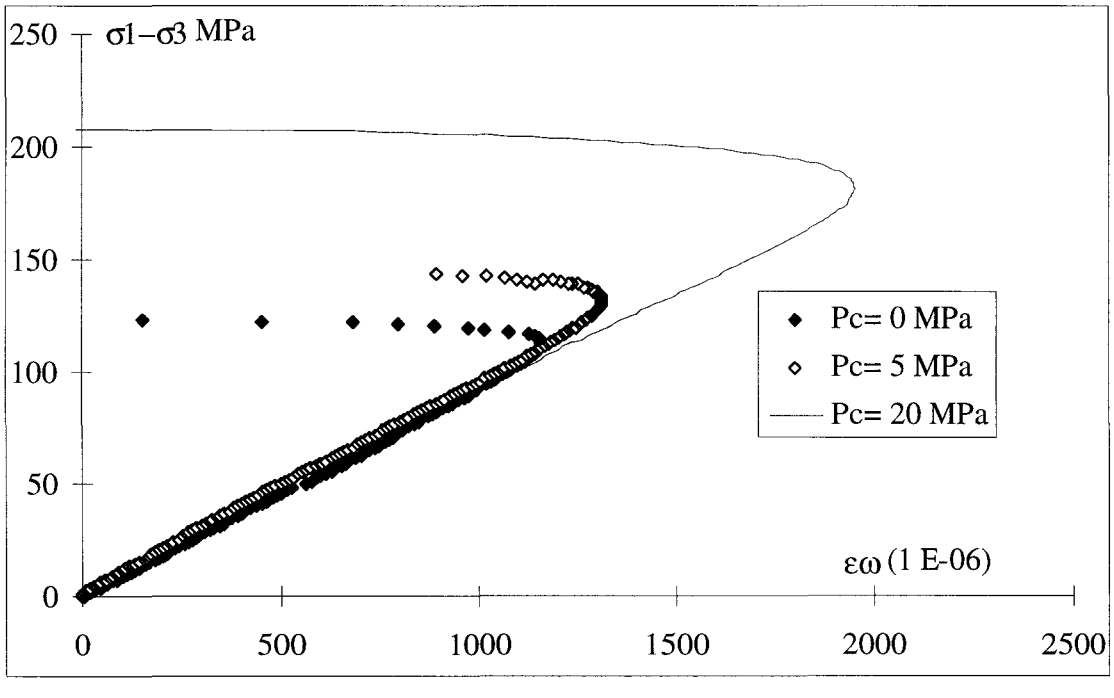


Figure 23 : Courbes contrainte - déformation volumique, essai de compression triaxiale avec Pc= 0, 5 et 20 MPa, Béton BTHP

La courbe (figure 24) se décompose en une partie linéaire correspondant au comportement élastique linéaire. A environ 50% de la contrainte au pic, il y a apparition d'une non-linéarité de la courbe. On observe une intensification de la contractance du matériau. Cette phase n'apparaît pas aussi nettement pour tous les essais. Elle est présente sur tous les essais pour le béton Bo (figure 21), mais n'apparaît pour les essais sur BHP qu'à la pression de confinement (importante) de 20 MPa (figure 22). Elle est pratiquement inexistante sur les essais sur BTHP (figure 23).

A l'approche du pic, on observe sur nos courbes une phase de dilatance du matériau correspondant à une fissuration orientée parallèlement à l'axe de chargement. On peut voir sur la figure 21 que cette phase tend à disparaître avec une forte pression de confinement (ce phénomène apparaît pour l'essai à 20 MPa sur Bo). Le comportement sous fortes pressions latérales devient purement contractant. Ce phénomène n'apparaît pas dans nos essais sur BHP et BTHP.
Palaniswamy & Shah (1977) ont observé une modification, sous forte pression latérale du mode de rupture. Les pressions utilisées dans cette étude sont relativement faibles comparées au seuil de modification du mode de rupture établi par Palaniswamy (dans le cas axisymétrique il y a modification du mode de rupture quand la contrainte latérale est supérieure à la résistance à la compression simple). Les faciès de rupture de nos essais triaxiaux se présentent sous forme d'une ligne de rupture inclinée d'un angle θ_t par rapport à la génératrice. Cet angle semble augmenter avec la pression de confinement ; pour une pression latérale de 5 MPa θ_t=29° et pour Pc= 20 MPa θ_t=38-39°. Nous n'avons pas observé d'influence notable de la gamme de béton sur l'inclinaison de la ligne de rupture.

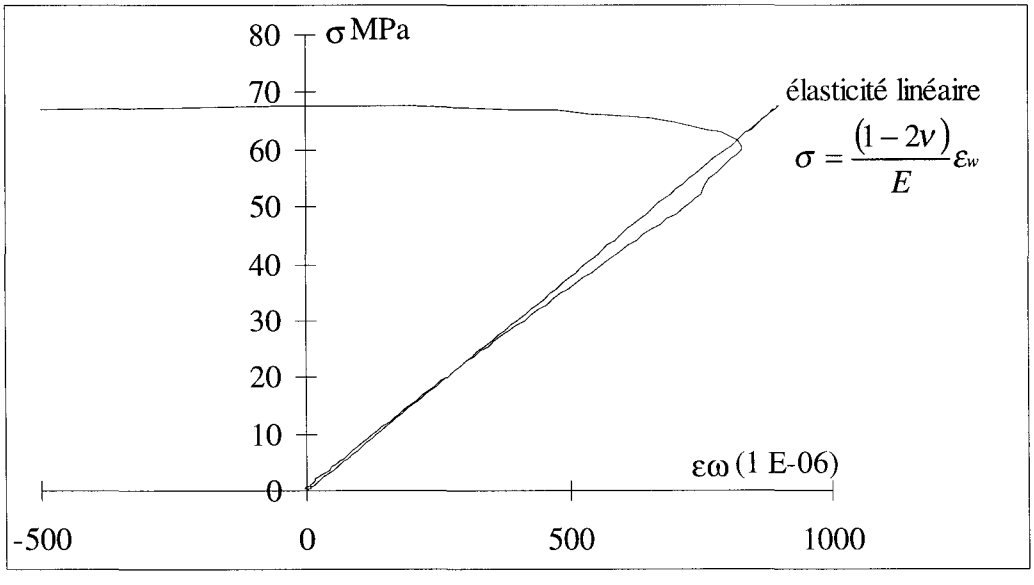


Figure 24 : Courbe des déformations volumiques, essai de compression simple béton Bo

Le mode d'endommagement du béton sous sollicitations de compression triaxiale est complexe. La courbe des déformations volumiques fait apparaître une phase d'intensification de la contractance ; ce phénomène peut être interprété comme la conséquence d'un endommagement isotrope du matériau. En effet, le comportement en compression simple ou triaxiale est purement contractant. L'endommagement affecte la partie déviatorique et sphérique du tenseur, ce point est confirmé par le modèle d'endommagement isotrope de Lemaitre (1978) ou de Mazars (1984).

Par contre, la phase de dilatance du matériau est l'indicateur d'un endommagement anisotrope généré par le développement orienté de la microfissuration.

L'importance de ces différentes phases est fonction de la pression latérale : la phase dilatante tend à disparaître et la phase contractante tend à augmenter avec l'augmentation de la pression latérale. Les phases sont aussi fonction de l'état de la microstructure. En effet, on ne retrouve pas les phénomènes pour les trois types de béton. Ces phénomènes apparaissent pour les BTHP à des pressions latérales beaucoup plus importantes.

5 Mécanismes de dégradation sous sollicitations de compression

Dans cette partie, nous allons nous intéresser aux mécanismes de dégradation et au comportement irréversible des bétons classiques et à hautes performances sous sollicitations triaxiales.

Les méthodes expérimentales utilisées pour étudier la dégradation du matériau sont nombreuses ; elles se pratiquent à deux échelles : l'une microscopique (évolution de la microstructure) et l'autre macroscopique (dégradation globale de l'échantillon).
Les méthodes que l'on peut qualifier de directes (microscopie optique, MEB) sont délicates à appliquer au béton. La dégradation du matériau provoquée par la dessiccation sur la surface d'observation nécessite l'utilisation de méthodes spécifiques telles que la méthode des répliques (Ringot & al 1987, Hornain & al 1996). Ces méthodes sont appropriées pour les études portant sur la quantification de l'endommagement.
Les méthodes quantitatives passent par le choix d'un indicateur physique. Etant non destructives, elles permettent un suivi continu de la dégradation à partir de l'évolution de cet indicateur. Celui ci est fonction de la méthode utilisée. Les deux méthodes les plus employées dans le domaine du béton sont : l'émission acoustique (Benouniche (1979), Chuy & al (1986), Berthaud (1991)) et la méthode ultrasonore (Benouniche (1979), Marigo (1980)).

Il existe cependant d'autres méthodes : la stéréophotogrammétrie (Bascoul & al 1992), le mesure des surfaces spécifiques (BET), la granularité laser ou la cartographie par rayons X. Utilisées pour des études plus pointues sur la localisation des déformations, ces méthodes, permettent un suivi de l'évolution des microfissures avec une grande précision.

Dans cette partie la quantification de la dégradation se fera au travers des variations des caractéristiques mécaniques. Ces paramètres sont facilement estimables par les mesures extensométriques. Cette méthode est la plus accessible pour l'étude du comportement en cellule triaxiale et permet une quantification des déformations irréversibles au cours de l'essai.

5.1 Essais de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement

On applique à l'éprouvette un champ de contrainte isotrope jusqu'au niveau de confinement désiré. On applique ensuite le déviateur axial. A un certain niveau de chargement prédéfini, on

procède à un cycle de déchargement-chargement. On répète cette opération plusieurs fois jusqu'à la rupture.

Les cycles de déchargement-rechargement sont précédés d'une phase de relaxation dont le but est l'élimination de la partie visqueuse dans la détermination des constantes d'élasticité (Cristescu, 1989).

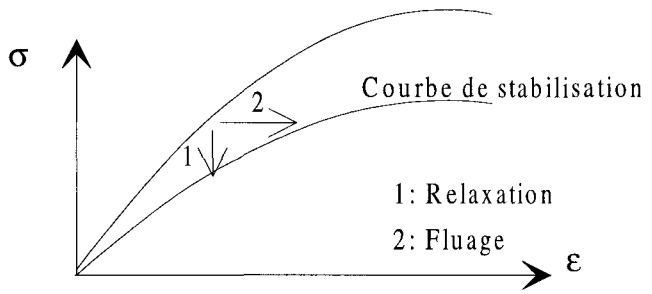


Figure 25 : Schématisation de la relaxation

5.2 Courbes contraintes déformations

L'ensemble des essais de compression avec cycles est présenté en annexe I.

Trois exemples sont présentés dans cette partie, un essai sur béton Bo avec Pc=5 MPa, un essai sur béton BHP avec Pc=20 MPa et un essai sur béton BTHP avec Pc= 20 MPa.

5.2.1 Béton Bo

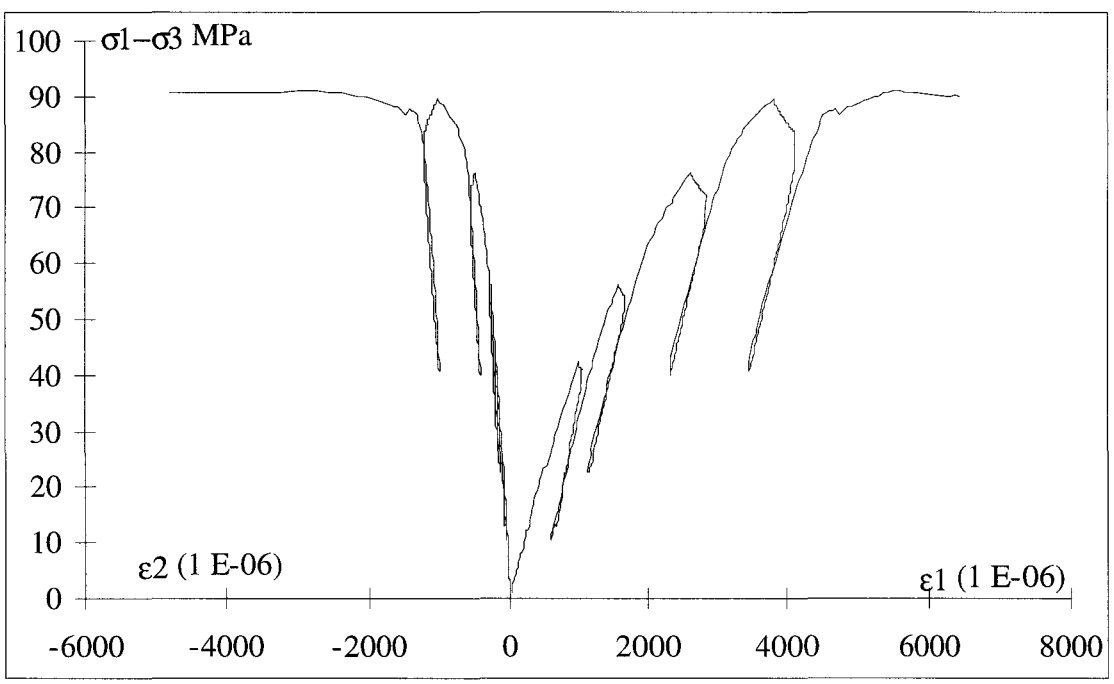


Figure 26 : Courbes contraintes déformations, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton Bo

5.2.2 Béton BHP

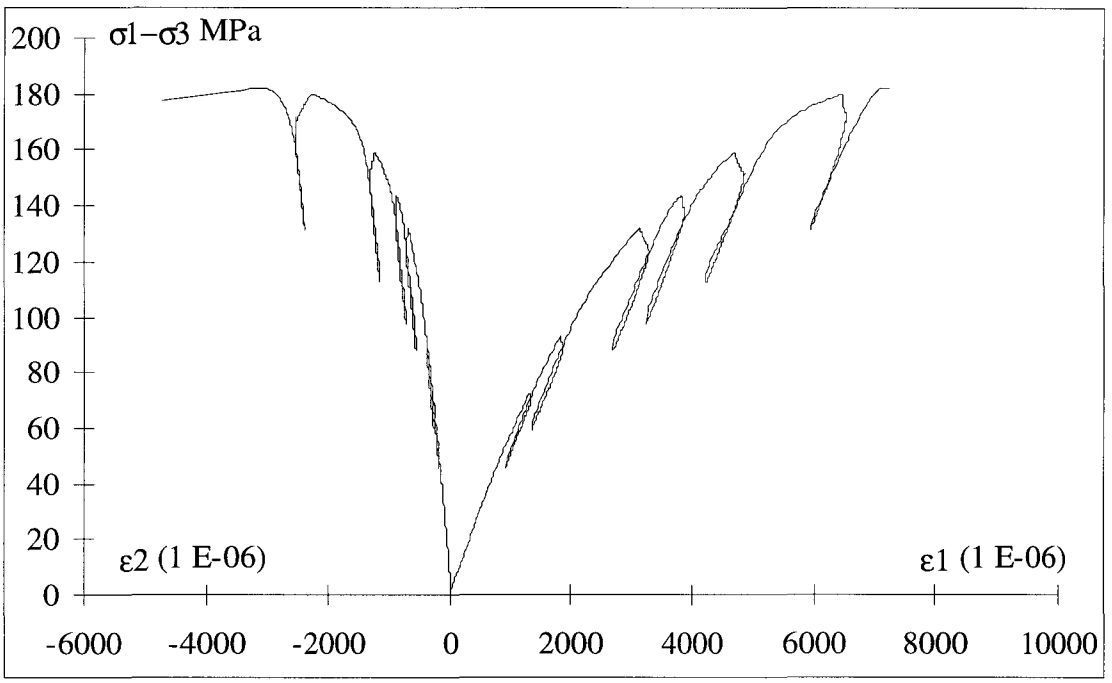


Figure 27 : Courbes contraintes déformations, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton BHP

5.2.3 Béton BTHP

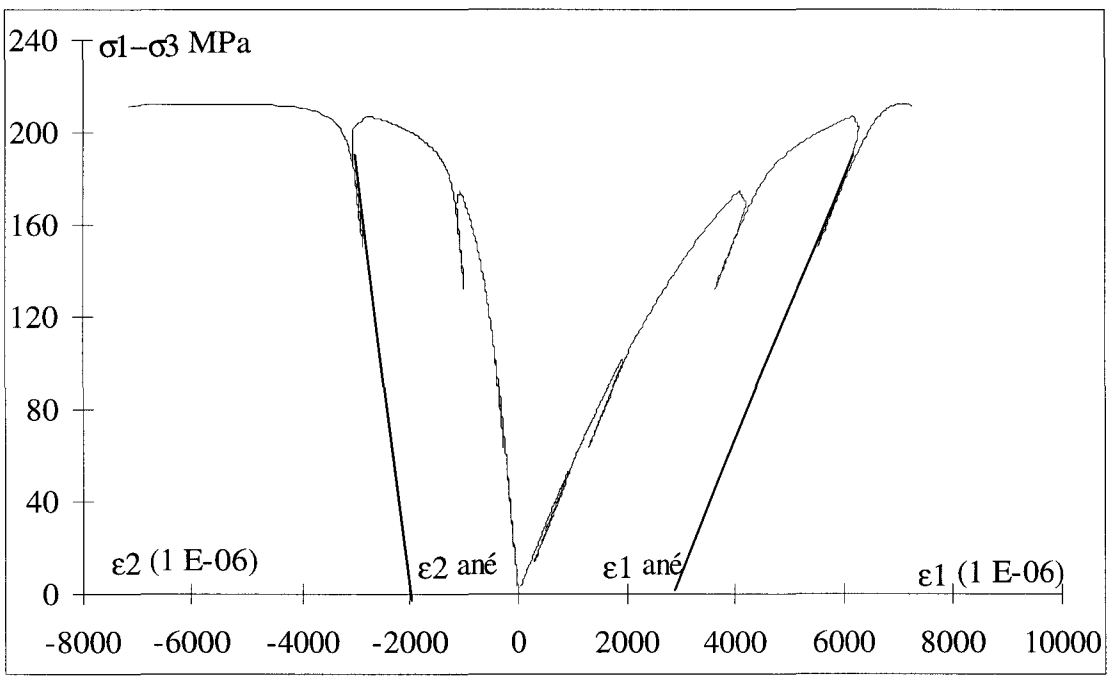


Figure 28 : Courbes contraintes déformations, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton BTHP

5.3 Evolutions caractéristiques mécaniques

La relation σ-ε s'exprime dans le domaine élastique par la relation $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{ikl}$ dans laquelle C_{ijkl} représente les coefficients de rigidité. Au cours de l'essai de compression, nous pouvons avec des jauges longitudinales (ε_1) et transversales (ε_2) déterminer C_{11} ($\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}$) et C_{12} ($\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_2}$).

Les coefficients C_{11o} et C_{12o} correspondent aux valeurs initiales de ces caractéristiques mécaniques.

5.3.1 Compression simple comparaison Bo, BHP et BTHP

Les figures 29 et 30 présentent les variations des caractéristiques mécaniques en fonction du niveau de chargement en compression.

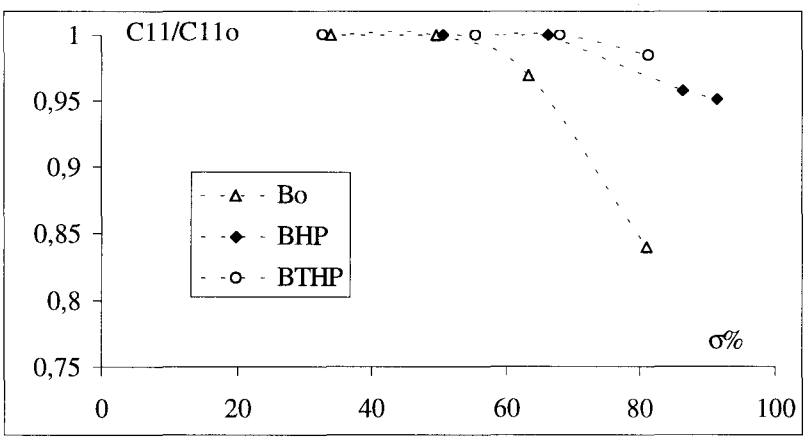


Figure 29 : Evolution des caractéristiques mécaniques longitudinales (C_{11}), Bo, BHP et BTHP

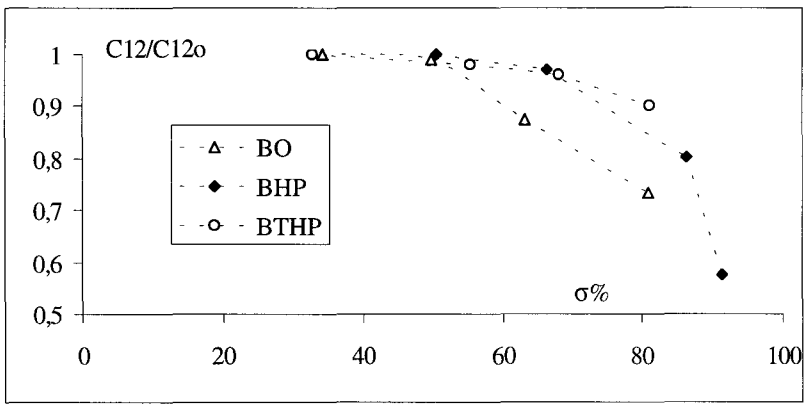


Figure 30 : Evolution des caractéristiques mécaniques transversales (C_{12}), Bo, BHP et BTHP

Les niveaux de dégradation des bétons soumis à un chargement de compression simple sont faibles. A 80% de la contrainte à la rupture (σc), la dégradation des caractéristiques longitudinales atteint les 15% pour les Bo et 1 à 2% pour les BHP et BTHP. Par contre pour les trois bétons la dégradation transversale est plus importante que la dégradation

longitudinale ce qui montre l'importance de l'anisotropie induite. Toujours à 80% de σc la dégradation transversale atteint les 30% pour les Bo et 10 à 15% pour les BHP et BTHP.
A partir de ces résultats, on peut noter que la dégradation des BHP et BTHP est très faible et n'est vraiment significative qu'à partir de 70% de σc.

5.3.2 Evolution des caractéristiques mécaniques en compression triaxiale

Les figures 31 à 32 (la totalité des résultats est présentée en annexe I) montrent l'évolution des caractéristiques mécaniques longitudinales et transversales au cours des essais à différentes pressions latérales. La dégradation des caractéristiques mécaniques est représentée en fonction de la déformation transversale. Cette déformation équivaut à la déformation équivalente dans le cas d'un essai de compression triaxiale. La notion de déformation équivalente, $\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\Sigma(\langle \varepsilon_i \rangle)^2}$, a été introduite par Mazars (1984) comme quantité pilote du processus de dégradation.

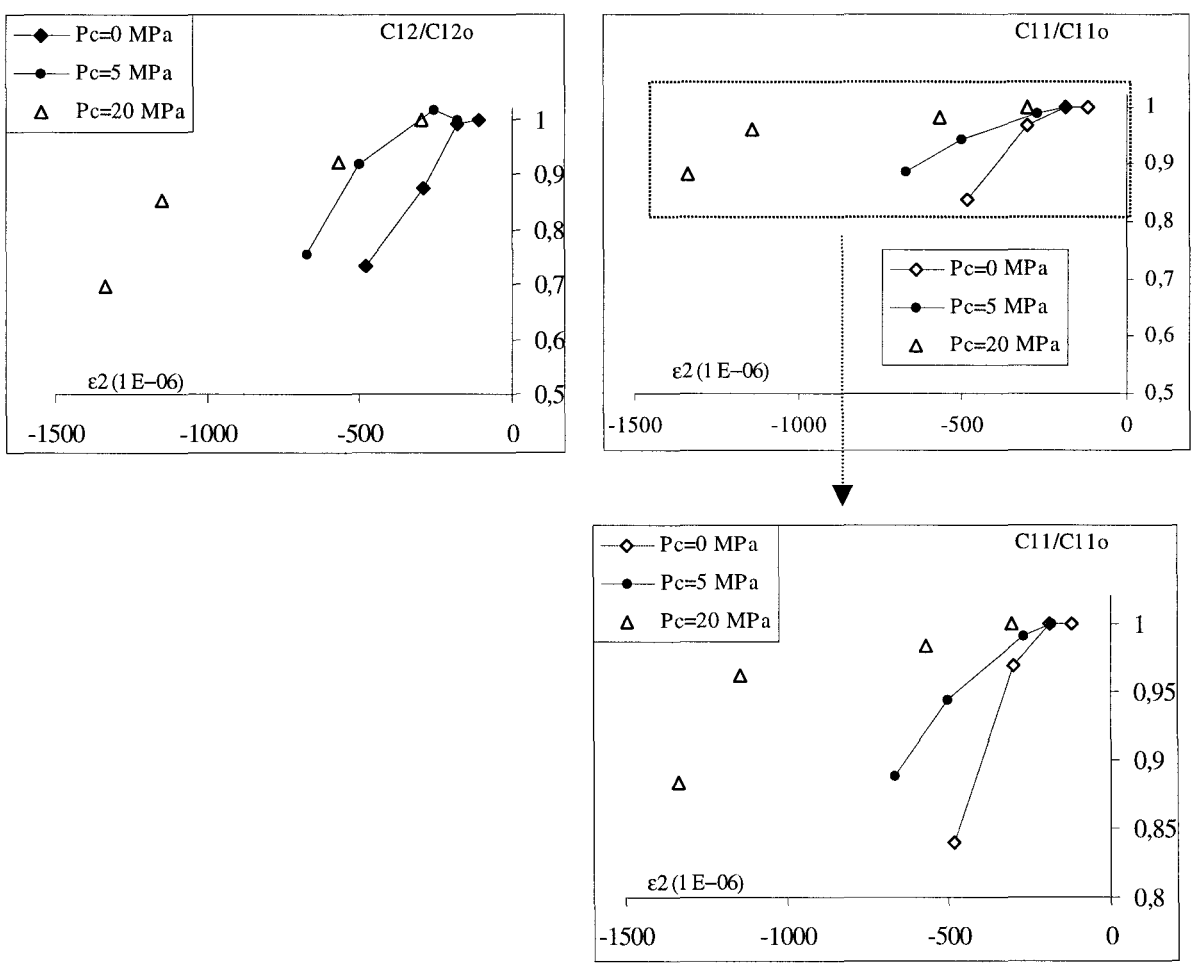


Figure 31 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations transversales, essais de compression triaxiale Pc=0, 5 et 20 MPa, Béton Bo

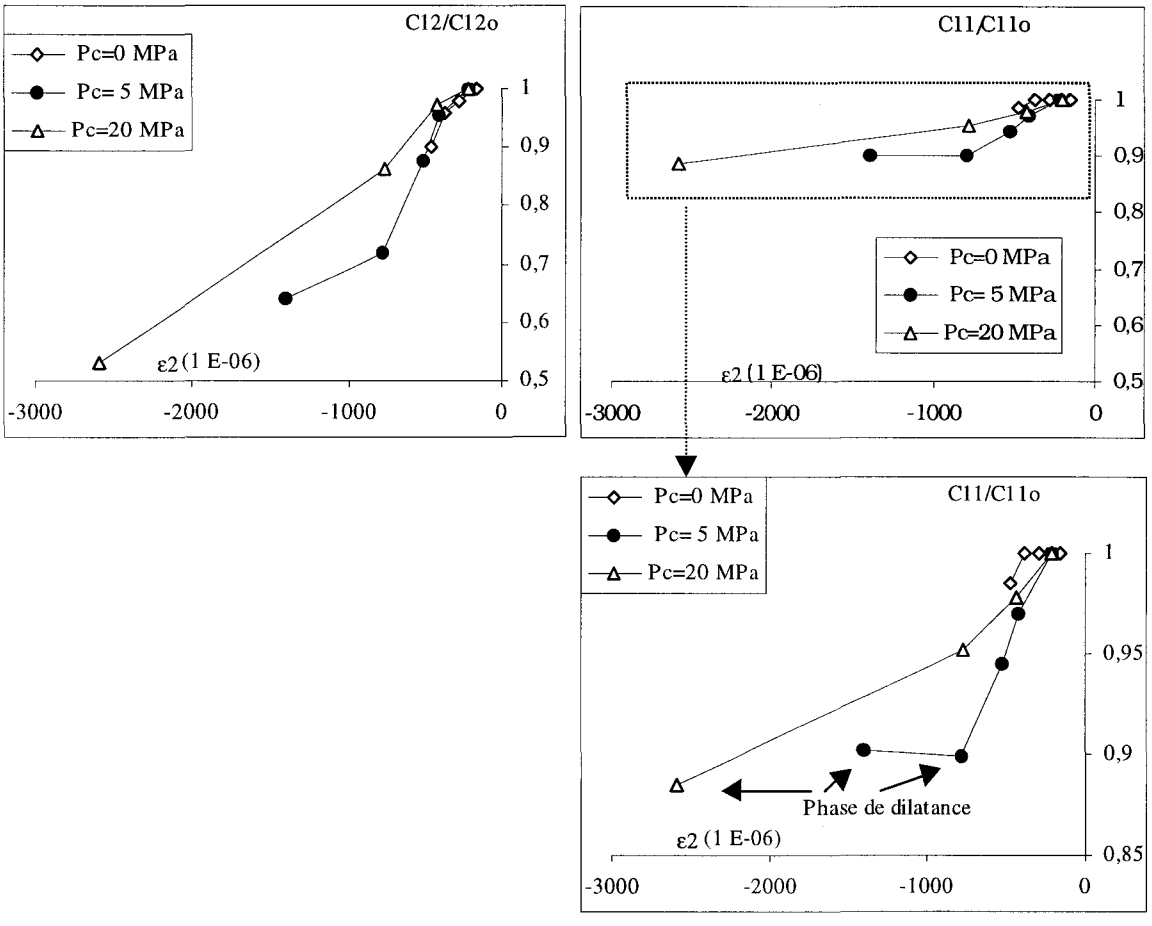


Figure 32 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations volumiques, essais de compression triaxiale Pc=0, 5 et 20 MPa, Béton BTHP

On constate pour tous les types de béton, que la dégradation axiale est faible par rapport à la dégradation transversale. Même dans le cas d'une dégradation très importante (dans la phase de dilatance du matériau proche du pic figure 32), la dégradation longitudinale atteint les 10 % alors que l'endommagement transversal atteint les 50%. Cela met en évidence l'anisotropie induite par le développement de la fissuration.

L'influence de la pression de confinement est visible sur l'évolution des caractéristiques mécaniques transversales. A niveaux de déformations transversales constants, les dégradations seront plus faibles pour des contraintes latérales importantes. On constate donc un effet de stabilisation de la propagation de la microfissuration par la pression.

5.4 Comportement irréversible

Les essais de compression avec cycles de chargement–déchargement font apparaître des boucles d'hystérésis et des déformations résiduelles. On peut noter sur nos essais que les boucles sont très faibles comparativement à celles observées par Benouniche (1979) et Ramtani (1990).
Dans cette étude les déformations anélastiques sont déterminées par extrapolation linéaire sur l'axe de chargement nul (exemple figure 28).

5.4.1 Boucles d'hystérésis

Ce phénomène est interprété comme une réaction viscoélastique du matériau. Cette viscosité est due à des mouvements d'eau dans la structure microporeuse du béton (Huet & al 1982). Signalons que les Bétons à Hautes Performances ne présentent que peu d'eau libre dans leur microstructure, on peut penser que leur comportement viscoélastique est faible.
Le deuxième mécanisme intervenant dans la formation de ces boucles d'hystérésis pourrait être également le frottement au niveau des lèvres des mésofissures. De nombreuses modélisations prenant en compte ce frottement (Andrieux (1983), Kondo et Renaud (1998), Halm et Dragon (1998)) ont confirmé l'importance de ce phénomène.
En réduisant l'amplitude de nos cycles de déchargement nous avons réduit le frottement au niveau des lèvres des microfissures et réduit ainsi ces boucles. Cependant la faible amplitude des cycles peut entraîner une légère sous-estimation de l'endommagement et une surestimation des déformations résiduelles. Pour cette étude, nous avons fixé l'amplitude de la décharge à 40 MPa.

5.4.2 Déformations anélastiques

On peut observer une augmentation des déformations anélastiques avec la pression de confinement, de même les déformations anélastiques longitudinales sont nettement supérieures aux déformations anélastiques transversales.

Dans le cas de la compression simple, les déformations anélastiques sont très faibles :

Sur l'essai de compression simple (Bo) elles sont $\varepsilon 1$ ané (max) = 700 µm/m
$\varepsilon 2$ ané (max) = 150 µm/m

Mais sous forte pression hydrostatique (figure 33), ces déformations résiduelles ne sont plus négligeables ; elles mettent en évidence la transition fragile/ductile du matériau.

Cette augmentation de déformations résiduelles peut s'expliquer :

-soit par un effondrement de la structure microporeuse,

-soit par un effet du frottement au niveau des lèvres des microfissures, dû à l'application d'une contrainte latérale de confinement mais aussi à l'augmentation dû au chargement mécanique du nombre et de la taille des microfissures.

Les figures 33 à 35 présentent les déformations anélastiques longitudinales et transversales en fonction du niveau de chargement pour l'ensemble des essais de compression triaxiale.

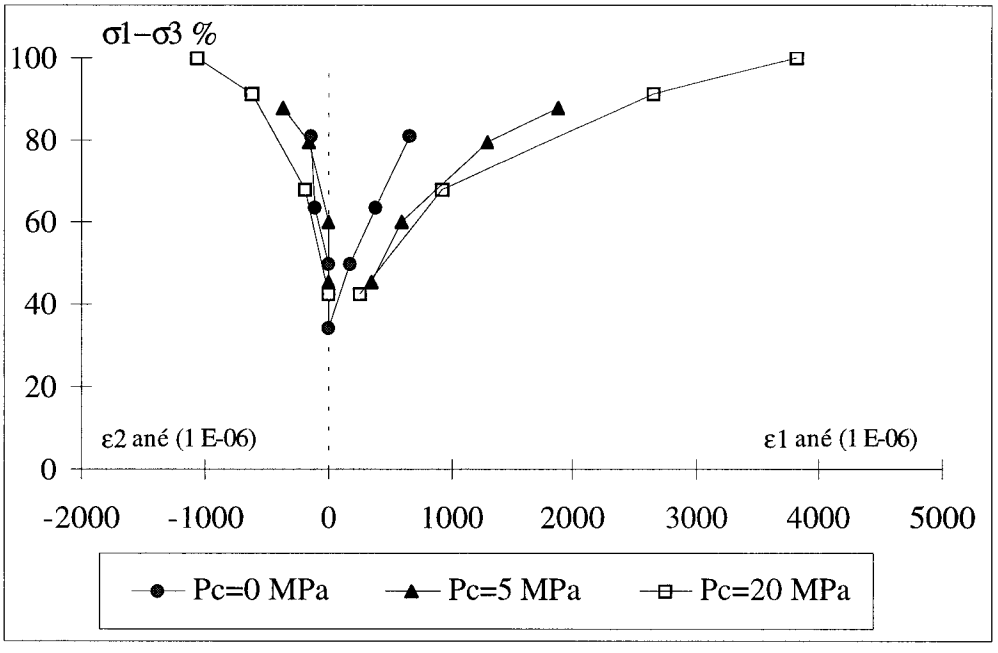


Figure 33 : Déformations anélastiques longitudinales (ε1 ané) et transversales (ε2 ané) en fonction du niveau de chargement (en pourcentage), essais de compression simple et de compression triaxiale Pc=5 et 20 MPa, béton Bo

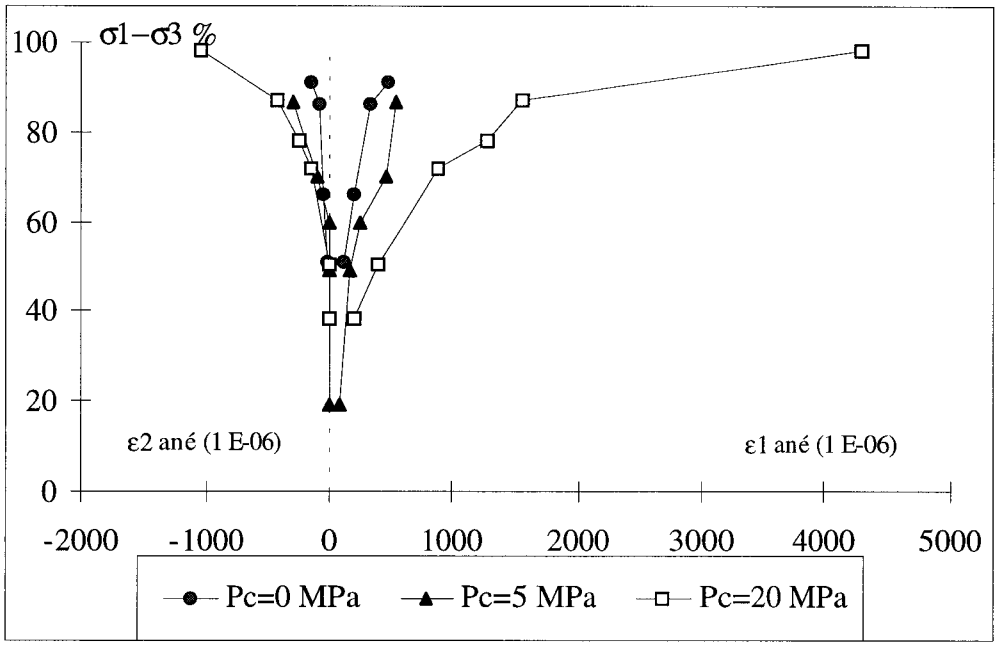


Figure 34 : Déformations anélastiques longitudinales (ε1 ané) et transversales (ε2 ané) en fonction du niveau de chargement (en pourcentage), essais de compression simple et de compression triaxiale Pc=5 et 20 MPa, béton BHP

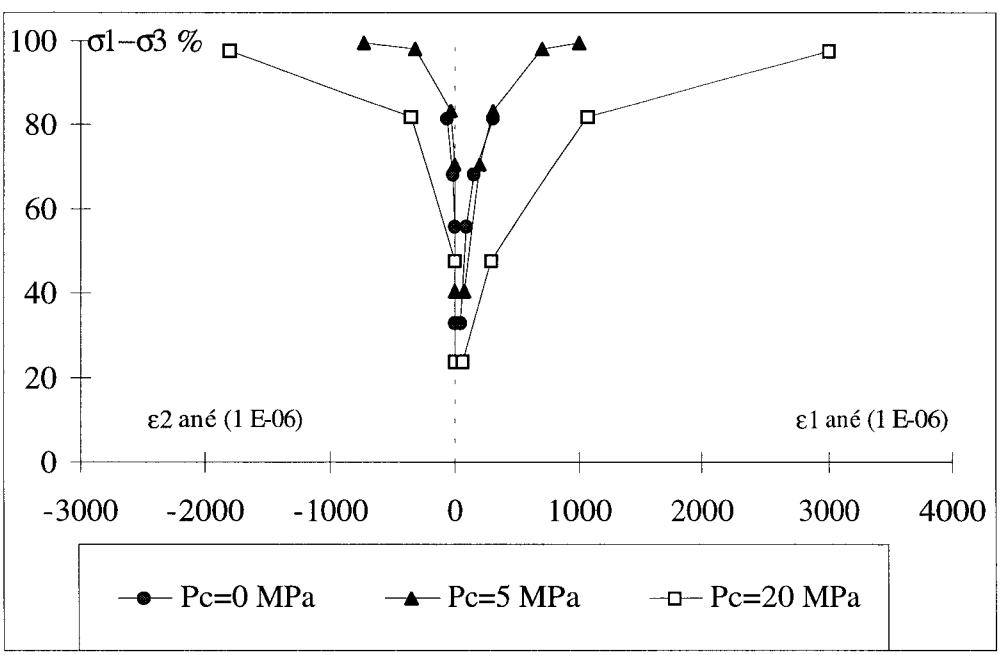


Figure 35 : Déformations anélastiques longitudinales (ε1 ané) et transversales (ε2 ané) en fonction du niveau de chargement (en pourcentage), essais de compression simple et de compression triaxiale Pc=5 et 20 MPa, béton BTHP

On peut noter, sur les figures 34 à 35, que les déformations anélastiques sont d'autant plus faibles que le béton est résistant. Pour le BTHP, les déformations anélastiques ne sont plus négligeables pour une pression de confinement de 20 MPa. La transition fragile-ductile se fait donc pour des pressions de confinement plus importantes.
Selon la définition de Rossi (1988), la ductilité d'un matériau se caractérise par la présence avant la localisation de déformations non élastiques donc irréversibles.
L'effet de confinement permet d'augmenter la ductilité du matériau, mais on constate qu'à pression de confinement identique la ductilité des BHP et BTHP est plus faible que celles des Bo : à pression de confinement constante, la ductilité du matériau diminue quand la résistance à la compression augmente.

5.4.3 Relation dégradation des caractéristiques mécaniques-déformations anélastiques

Les figures 36 à 38 présentent les déformations anélastiques transversales en fonction du niveau de dégradation transversale (C_{12}/C_{12o}). On observe qu'à pression de confinement et niveau de dégradation identique les déformations anélastiques transversales sont plus petites pour les BHP et BTHP que pour les Bo.
Il est difficile de faire la même analyse avec les dégradations du module d'élasticité longitudinal (C_{11}/C_{11o}) et les déformations anélastiques longitudinales, du moins pour la compression simple. En effet ces dégradations sont très faibles (15% pour les Bo et 3% pour les BHP en compression simple) et ne peuvent justifier, en totalité, la présence des déformations anélastiques longitudinales (figure 39).
Les déformations anélastiques longitudinales, des essais de compression triaxiale avec pressions de confinement de 5 et 20 MPa sont représentées figures 40 à 41. Même s'il est difficile de comparer les BHP et les BTHP (les niveaux de déformations et de dégradation étant très proches), on observe que pour un même niveau de dégradation, les déformations résiduelles sont plus importantes pour le béton ordinaire que pour les bétons à hautes résistances.
La présence, pour un même niveau de dégradation, de déformations anélastiques plus importantes pour les Bo que pour les BHP et la présence de déformations résiduelles longitudinales supérieures au déformations résiduelles transversales, montrent l'importance du phénomène d'effondrement de la structure poreuse sur la création des déformations anélastiques. Le caractère ductile du béton est en grande partie fonction de sa porosité (volume et morphologie des pores).

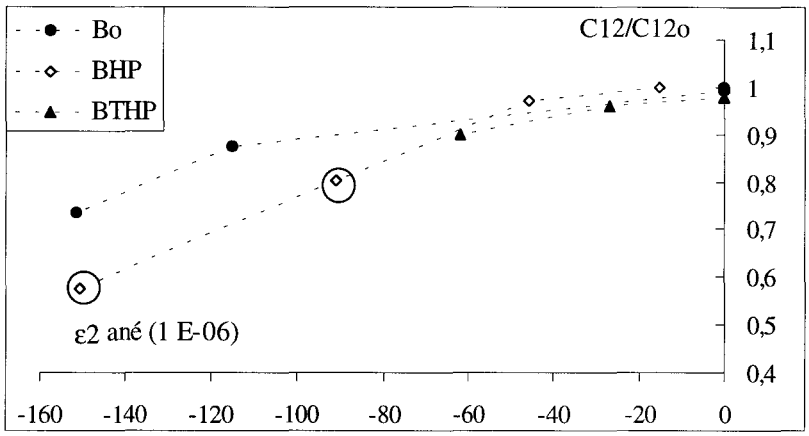


Figure 36 : Essai de compression simple, repère ε2 ané $-C_{12}/C_{12}o$, Bétons Bo BHP et BTHP

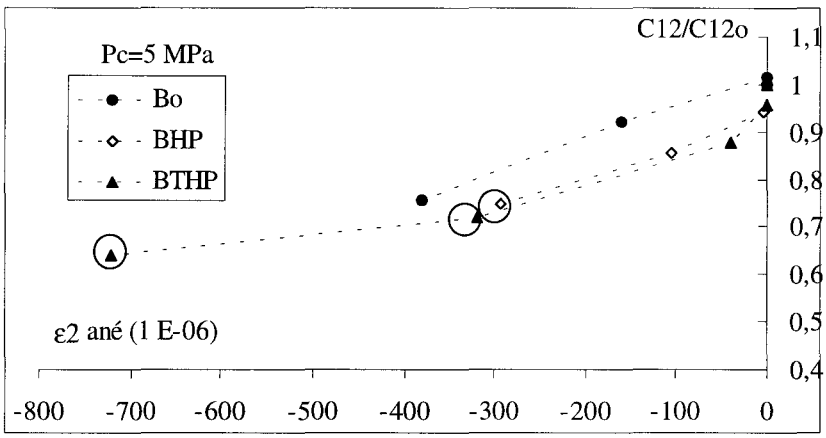


Figure 37 : Essai de compression triaxiale Pc= 5 MPa, repère ε2 ané –C12/C12o, Bétons Bo BHP et BTHP

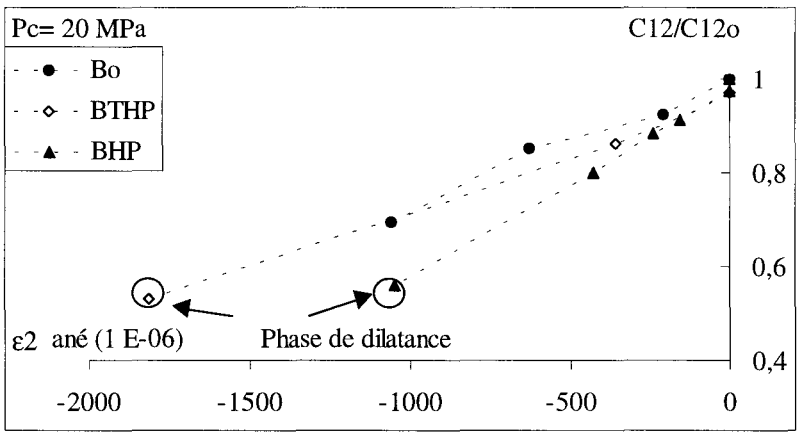


Figure 38 : Essai de compression triaxiale Pc= 20 MPa, repère ε2 ané –C12/C12o, Bétons Bo BHP et BTHP

Les points encerclés représentent les résultats des cycles effectués dans la phase de dilatance du matériau, donc représentatifs d'une dégradation intense du matériau.

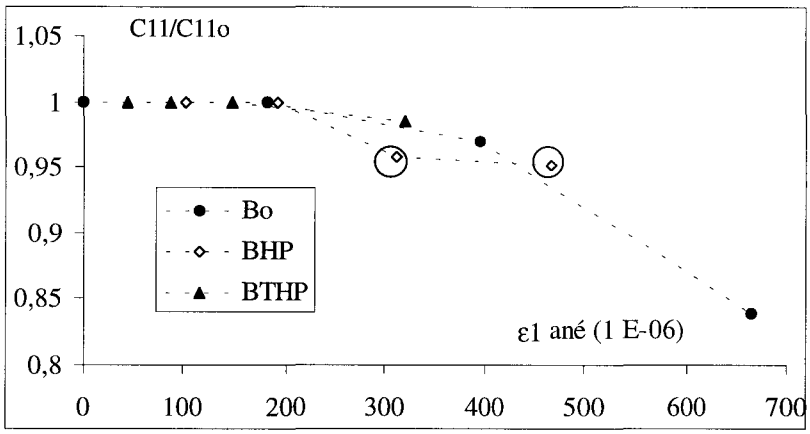


Figure 39 : Essai de compression simple, repère ε1 ané –C11/C11o, Bétons Bo BHP et BTHP

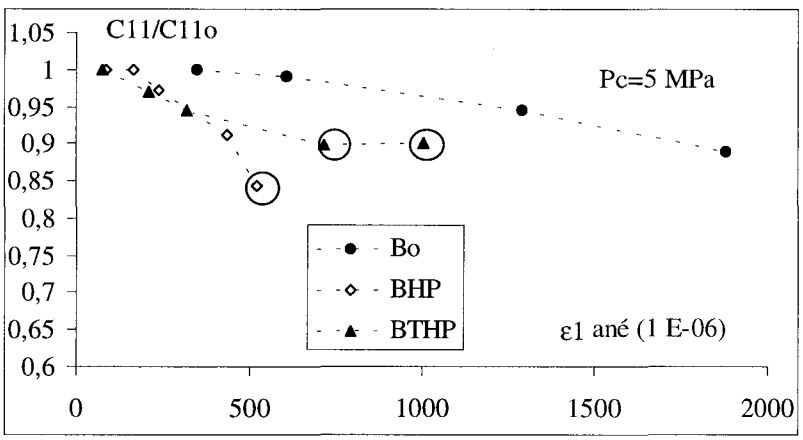


Figure 40 : Essai de compression triaxiale Pc=5 MPa, repère ε1 ané $-C_{11}/C_{11o}$, Bétons Bo BHP et BTHP

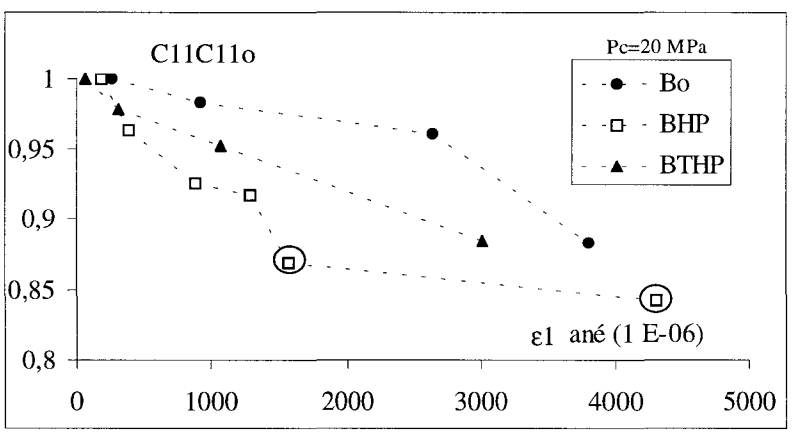


Figure 41 : Essai de compression triaxiale Pc=20 MPa, repère ε1 ané $-C_{11}/C_{11o}$, Bétons Bo BHP et BTHP

Les points encerclés représentent les résultats des cycles effectués dans la phase de dilatance du matériau, donc représentatifs d'une dégradation intense du matériau.

6 Conclusion

L'étude expérimentale, présentée dans ce chapitre II, concerne la caractérisation du comportement mécanique des Bétons à Très Hautes Performances, sous sollicitations triaxiales. Nous avons étudié le comportement des trois bétons sous sollicitations triaxiales hydrostatiques et déviatoriques. Le comportement irréversible a été analysé avec une méthodologie reposant sur l'observation des caractéristiques mécaniques et des déformations résiduelles au cours du chargement. Ces paramètres sont déterminés à partir de cycles de chargement et déchargement en contrainte axiale.

L'essai de compression isotrope a mis en évidence le caractère faiblement initialement microfissuré et l'isotropie initiale des bétons étudiés. Les essais triaxiaux déviatoriques montrent un comportement non-linéaire lié au développement de la microfissuration.

Les variations de la résistance à la compression fc montrent que les niveaux de dégradation, à niveau de chargement constant (en pourcentage de la contrainte au pic), sont d'autant plus faibles que la résistance à la compression est importante. Nous avons observé, qu'à niveau de dégradation longitudinale et transversale identique, les déformations anélastiques sont plus faibles pour les BHP et les BTHP que pour les Bo. Ceci tend à souligner l'importance de la porosité et de la forme des pores sur la présence de déformations résiduelles.

On note, une légère augmentation de l'efficacité du confinement sur le contrainte à la rupture avec l'augmentation de la résistance à la compression. L'application d'une contrainte latérale permet d'augmenter la ductilité (selon la définition de Rossi (1988)). Cependant la transition fragile/ductile semble apparaître à des niveaux de pression latérale plus importants pour les Bétons à Hautes Performances que pour les Bétons de résistances ordinaires.

Les états de contraintes étudiés dans ce chapitre sont relativement limités. En ce sens, l'étude présentée est insuffisante pour caractériser le comportement du matériau dans des cas de sollicitations complexes (combinant compression et traction et induisant une rotation des axes principaux) que l'on peut retrouver dans les structures ou lors d'accidents tels que le déversement ou le flambement des poutres.

L'objet de la campagne expérimentale menée dans la suite de ce travail est d'approfondir la connaissance du comportement du matériau et du mode de rupture des bétons sous des sollicitations combinant un effort de compression et de cisaillement.

Chapitre III

Etude expérimentale du comportement des BTHP sous sollicitations de Torsion Pure et Torsion Compression

---

En structure, qu'il s'agisse de structure en béton armé ou en béton précontraint, le matériau béton est soumis à des chargements multiaxiaux, combinant des contraintes normales de compression ou de traction avec des contraintes de cisaillement. Les essais de caractérisation conventionnels (cf chapitre II) ne permettent pas de reproduire ces sollicitations complexes et sont donc limités pour une étude complète du comportement du matériau.
L'essai de torsion compression permet de compléter l'étude du comportement mécanique, des mécanismes de dégradation et de rupture des bétons. Ce type d'essai génère un champ de contrainte complexe de traction compression et induit aussi une rotation progressive des axes principaux des contraintes. Cette étude présente un double intérêt :

- pour le calcul de structure, elle permet de déterminer les performances mécaniques du matériau et l'influence de la rotation des axes principaux,
- pour la modélisation, elle fournit une base de validation des modèles sur des chemins complexes.

Après une rapide présentation des études antérieures concernant le comportement du béton soumis à un champ de contrainte biaxial de compression-traction, nous présenterons l'ensemble du dispositif et des résultats expérimentaux de la campagne d'essai de torsion pure et de torsion compression menée sur les trois bétons présentés et caractérisés chapitre I et chapitre II.
Cette campagne a pour objectif de caractériser, l'influence de l'état de contrainte de compression sur le comportement, la résistance au cisaillement et la rigidité du matériau en torsion. Nous verrons l'influence d'un chargement en compression à des niveaux de contrainte hors du domaine linéaire de la courbe de comportement en compression simple sur la rigidité du matériau en torsion. Le comportement irréversible du béton en torsion sera étudié à l'aide de la méthodologie de chargement déchargement en couple de torsion.

---

1. Synthèses d'études antérieures

Plusieurs auteurs (Morsch 1928, Mc Henry et Karni 1958, Bresler et Pister 1958..) ont étudié le champ de contrainte de type compression-traction. L'objectif de la plupart de ces études était de déterminer la résistance du matériau sous ce type de chargement en vue d'élaborer des critères de rupture sous sollicitations multiaxiales. Quelques auteurs ont néanmoins étudié le comportement du matériau en s'intéressant aux relations contraintes déformations. Les techniques expérimentales pour créer un champ de contrainte de traction compression sont diverses (Kupfer & al 1969, Ghabrial 1980, Bosc 1982).

Morsh en 1929 a créé un champ de contrainte complexe en appliquant une contrainte de compression sur une éprouvette de béton armée, en forme de S. L'inclinaison de la contrainte de compression permettait le calcul d'un effort normal et tranchant, on pouvait en déduire les contraintes principales de traction et de compression ainsi que la contrainte normale et la contrainte de cisaillement. Kupfer & al (1969) ont étudié le comportement du béton sous sollicitations de compression biaxiale, traction biaxiale et de traction - compression. Ils ont utilisé des plaques (20 cm x 20 cm x 5 cm). Pour éviter toutes perturbations du champ de contrainte dues aux frottements au niveau des appuis, ils ont utilisé un système de "plateaux à brosse". Ce système, composé de petites barres métalliques, permet à l'appui de suivre les déformations de l'échantillon et ainsi de réduire le frettage.

D'autres études ont été mises en oeuvre sur des cylindres creux soumis à une pression interne et une contrainte de compression axiale (Mc Henry et Karni (1958)) ou encore à une combinaison d'une contrainte de compression et d'un couple de torsion (Goode et Helmy (1965), Bresler et Pister (1958), Yamada et Tada (1972), Ghabrial (1980), Bosc (1982)...). Les cylindres creux permettent de pallier le problème de non homogénéité du champ de contrainte au sein de la paroi du cylindre créé par la sollicitation de torsion. Dans ce type d'essai, il était nécessaire d'utiliser des corps d'épreuves suffisamment grands avec une paroi la plus mince possible pour pouvoir faire l'approximation par homogénéisation d'un champ de contrainte homogène dans la paroi. Symes (1981) a toutefois montré qu'on ne pouvait pas négliger la non uniformité du champ de contrainte mais cependant réduire son influence. Toutefois ce type de corps d'épreuve nécessite de nombreuses précautions, en effet la faible épaisseur de la paroi entraîne des problèmes de fragilité de la structure et de non homogénéité du matériau dans le corps du cylindre creux.

En 1988, Kahloo et Ahmad publient une étude sur le comportement du béton sous sollicitations de torsion et de compression combinées. Cette étude avait la particularité d'être

menée sur des cylindres pleins de taille réduite comparée à toutes les précédentes études (76 mm de diamètre et 152 mm de hauteur).

Cette étude porte sur des bétons formulés avec des granulats de taille relativement importante (D max = 10 mm). Le maintient de l'homogénéité du matériau dans la paroi nécessite un corps d'épreuve de taille relativement importante ce qui peut entraîner des problèmes expérimentaux liés à la transmission des efforts et le contrôle des phénomènes de flexion parasite. Au cours de cette étude nous avons fait le choix d'utiliser un cylindre plein en prenant soin de ne calculer les déformations et les contraintes en périphérie du corps d'épreuve, zone des contraintes maximales. Ce corps d'épreuve est semblable à ceux utilisés pour l'étude du comportement du béton sous sollicitations triaxiales. Après une présentation du dispositif expérimental spécifique à cette partie de l'étude, nous déterminerons le comportement de cette structure et l'influence de la géométrie du corps d'épreuve sur le comportement.

2. Dispositif expérimental et analyse des états de contraintes

2.1. Machine de Torsion Compression

L'appareillage de torsion, présenté figure 2, permet l'application combinée ou indépendante de deux efforts (figure 1) :

- Force axiale F (capacité maximale 300 KN)
- Couple de torsion C (capacité maximale 2,8 KN.m)

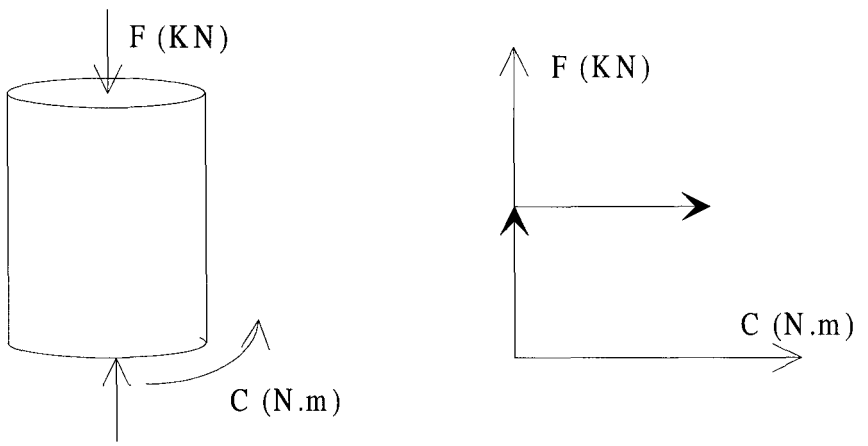


Figure 1 : Application combinée des efforts de torsion-compression

Vitesse d'application : - En compression 2.5 MPa/mn
- En torsion 40 N.m/mn

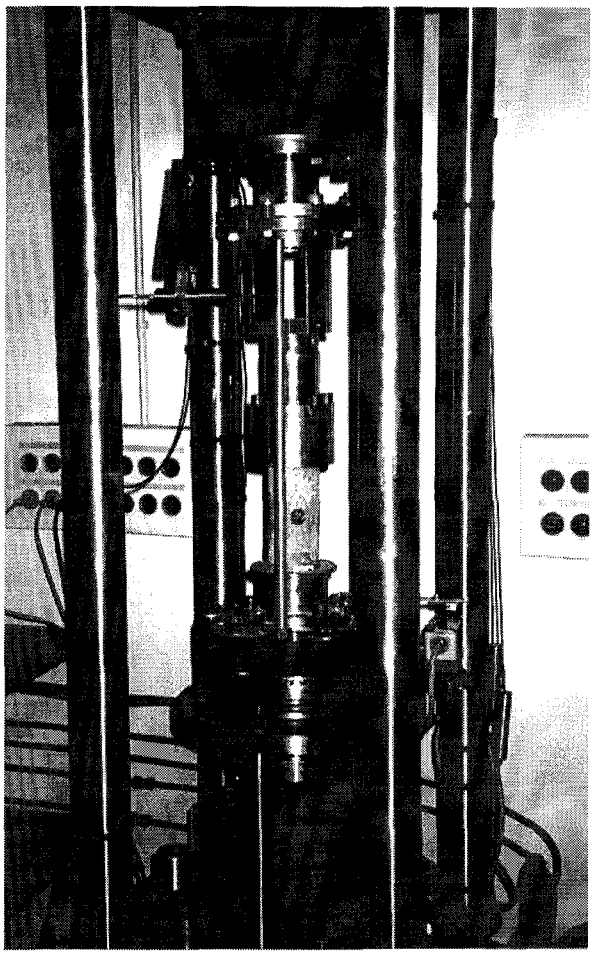


Figure 2 : Machine de torsion compression

Un schéma de la machine de torsion compression est présenté en annexe II.

2.2. Géométrie du corps d'épreuve

L'application d'un couple de torsion à un échantillon engendre une non-uniformité des contraintes à travers la paroi ; l'essai est par définition non-uniforme. Les essais de torsion compression sur cylindres creux utilisaient des rapport épaisseur/rayon du tube le plus faible possible afin de limiter la différence entre le cisaillement élastique maximal en périphérie et le cisaillement élastique moyen. Cependant, ce problème de non homogénéité est accentué par la nature hétérogène du matériau ; le choix des dimensions doit prendre en compte deux conditions : l'homogénéité du champ de contrainte et l'homogénéité du matériau dans la paroi. Il devient très délicat expérimentalement de maintenir les deux conditions. Le tableau 1 présente quelques rapports épaisseur de la paroi/diamètre du plus gros granulat, on constate que ces rapports sont très faibles.

		Epaisseur/ Dmax
Bresler Pister	1958	3
Goode Helmy	1967	2,7
Okajima	1970	3,1
Yamada Tada	1972	1,7
Ghabrial	1980	4,4

Tableau 1 : Synthèse des rapports épaisseur/Dmax [Ghabrial 1980]

Le choix du diamètre du corps d'épreuve fait également intervenir des considérations pratiques et techniques liées aux capacités mécaniques de l'appareillage mais aussi à l'homogénéité du matériau. Afin de conserver l'homogénéité du matériau, nous avons opté pour la solution du cylindre plein de diamètre 70 mm. Le choix d'un corps d'épreuve similaire à celui utilisé pour la campagne d'essai de caractérisation permet de limiter les dispersions liées à l'effet de taille, les mesures des contraintes et des déformations s'effectuant sur la périphérie du corps d'épreuve.

La transmission des efforts de torsion nécessite un encastrement des deux bases. Il semble donc nécessaire d'avoir un élancement suffisant pour limiter les effets de bords. Durand (1973) a remarqué que, pour un élancement inférieur à 1,5, la rupture est gênée par l'encastrement. L'essai de torsion pure n'est plus un cisaillement libre mais un cisaillement à plan imposé. La difficulté réside dans le choix d'un élancement qui ne doit pas être trop faible, au risque d'avoir dans le tiers central de l'éprouvette un champ de contrainte perturbé, ni trop élevé pour des raisons de stabilité. Karchafi (1988) préconise un élancement de 2. Durand (1973) considère l'élancement optimal dans le cas de fortes contraintes axiales entre 2 et 2,5. Dans notre cas, il est fixé à 2,35 (Prevost 1991, Pecqueur 1995).

2.3. Encastrement

Pour la transmission de l'effort de torsion sur l'échantillon, nous avons utilisé une colle très fluide de type Pleximon. Les deux extrémités sont encastrées sur une hauteur de 12,5 mm. La phase de collage est délicate car elle nécessite des précautions pour éviter tout mouvement de flexion parasite. Nous utilisons un gabarit de centrage. Pendant toute la durée de collage, l'ensemble piston-échantillon-enclumes est maintenu en place.

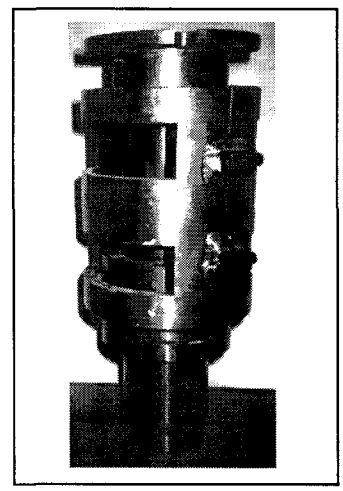


Figure 3 : Gabarit de centrage

2.4. Analyse des états de contraintes et de déformations

2.4.1. Hypothèses :

Nous considérons que le matériau est initialement élastique linéaire, isotrope et homogène. Considérons un cylindre fixé à une extrémité, l'autre extrémité étant soumise à un couple de torsion dont l'axe se confond avec celui du cylindre. Si nous isolons un disque d'épaisseur unitaire dz, la déformation du cylindre en torsion se caractérise par une rotation relative des deux extrémités de ce disque entre elles d'un angle dθ. Les génératrices, sous l'effet de cette sollicitation, s'inclinent d'un angle γ appelé distorsion (Handin, Higgs, O'Brien 1960).

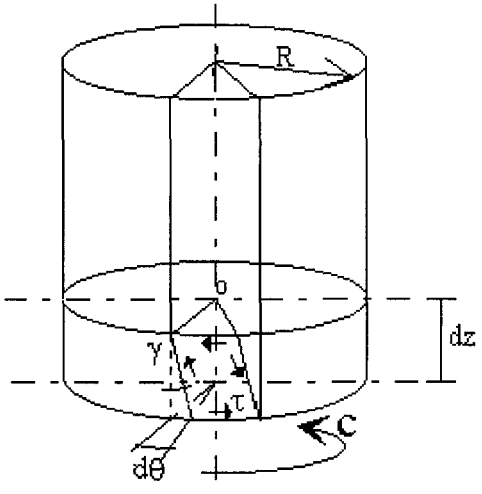


Figure 4 : Déformation d'un cylindre en torsion pure

On définit les efforts et les déformations suivants :

➲Déformation de torsion (distorsion ou glissement)

$$\gamma = R\frac{d\theta}{dz}$$ avec R : rayon extérieur du cylindre

$\frac{d\theta}{dz}$ est la déformation angulaire ou rotation spécifique.

➲Contrainte de cisaillement

$$\tau = G\gamma$$

G est le module de cisaillement

➲Moment résultant du couple de torsion

$$M = G\frac{d\theta}{dz}Io$$

Io est le moment d'inertie polaire de la section du cylindre

$$Io = \frac{\pi R_e^4}{2}$$ pour un cylindre plein

R_e rayon extérieur

Les états de contraintes et de déformations, dans les différents cas de combinaison de sollicitation de torsion pure et de torsion avec compression axiale, sont présentés ci dessous.

2.4.2. Torsion pure

Le champ de contrainte et de déformation prend les formes suivantes :

$$\overline{\overline{\sigma}}_{(r,\theta,z)} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \tau \\ 0 & \tau & 0 \end{vmatrix} \qquad \overline{\overline{\varepsilon}}_{(r,\theta,z)} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \gamma/2 \\ 0 & \gamma/2 & 0 \end{vmatrix}$$

Les déformations principales et les contraintes principales

La torsion pure ne génère que des distorsions γ. En théorie, il n'y a aucune variation des déformations longitudinales et transversales, ainsi qu'aucune variation volumique.

$$\varepsilon_1 = \gamma/2 \qquad \sigma_1 = \tau$$
$$\varepsilon_2 = 0 \qquad \sigma_2 = 0$$
$$\varepsilon_3 = -\gamma/2 \qquad \sigma_3 = -\tau$$

Nous sommes donc dans un état de contrainte bidimensionnel, avec une contrainte principale de compression et une de traction. C'est la contrainte de traction qui est la plus préjudiciable à la fissuration. Les directions des contraintes principales sont inclinées de 45° par rapport à la génératrice du cylindre.

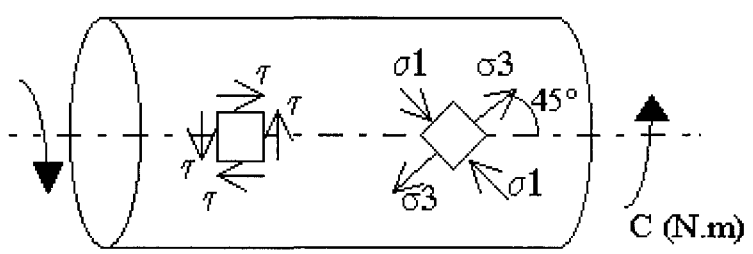


Figure 5 : Contraintes et directions dans le cas de la torsion pure

2.4.3. Combinaison couple de torsion C et force axiale

Le champ de contrainte et de déformation prend les formes suivantes :

$$\overline{\overline{\sigma}}_{(r,\theta,z)} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \tau \\ 0 & \tau & \sigma_z \end{vmatrix} \qquad \overline{\overline{\varepsilon}}_{(r,\theta,z)} = \begin{vmatrix} \varepsilon_r & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_\theta & \gamma/2 \\ 0 & \gamma/2 & \varepsilon_z \end{vmatrix}$$

Les déformations principales et les contraintes principales

$$\varepsilon_{1/3} = \frac{\varepsilon_\theta + \varepsilon_z}{2} +/- \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2\cos 2\alpha} \qquad \sigma_{1/3} = \frac{\sigma_z}{2} +/- \frac{\sqrt{\sigma_z^2 + 4(\tau^2)}}{2}$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \qquad \sigma_2 = 0$$

Avec α l'angle d'inclinaison des directions des déformations principales :

$$\alpha = \frac{1}{2} Arctg\left(\frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta - 2\varepsilon_{\theta z}}{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}\right)$$

Dans le cas d'un chargement combinant la torsion et la charge axiale, l'inclinaison des directions principales n'est plus de 45° ou de 135° mais elle varie avec le chargement.
On peut évaluer à chaque état de contrainte l'inclinaison des axes principaux par rapport à l'axe de torsion avec :

$$\beta = \frac{1}{2} Arctg\left(\frac{2\tau}{\sigma_z}\right)$$

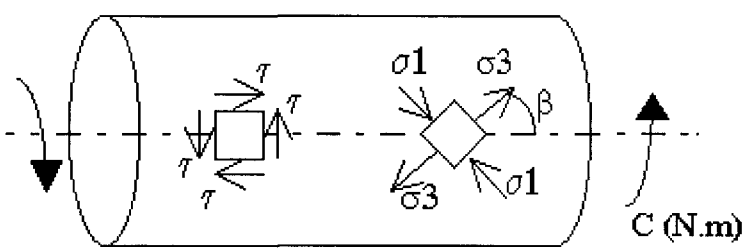


Figure 6 : Contraintes et directions dans le cas torsion-compression

Pour la suite de l'étude nous posons :

σ1 : contrainte principale de compression

σ2 : contrainte principale de traction

2.5. Mesures des forces et des déplacements

2.5.1. Mesure des forces

La force et le couple sont mesurés avec un capteur à jauge de capacités respectives 300 KN et 2,8 KN.m. La résolution de ce capteur est de 3 E-02 KN en force et 1E -03 KN.m en couple.

2.5.2. Mesure des distorsions

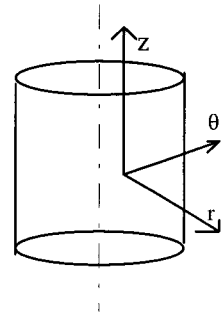


Figure 7 : Orientation des axes

Le dispositif expérimental permet de mesurer deux types de déformations tangentielles : les déformations locales et globales.
Les mesures des déformations tangentielles globales ($\gamma 2$) se font par l'intermédiaire d'un capteur inductif de type LVDT placé à l'extérieur de la cellule. Celui-ci mesure les déplacements globaux de l'ensemble enclumes-échantillon.
Le capteur fournit le déplacement de l'embase d (figure 2 et annexe II) sur le vérin rotatif. Connaissant le rayon de mesure, il est alors possible de calculer la rotation unitaire $\frac{d\theta}{dz}$ et donc la distorsion de l'ensemble $\gamma 2$,($\gamma 2 = \frac{d\theta}{dz} Re$).

Une seconde mesure est réalisée avec deux rosettes d'extensométrie positionnées dans le tiers central de l'éprouvette. Ces rosettes sont composées de trois jauges : longitudinale, transversale et la troisième inclinée à 45°. La lecture directe se fait à l'aide d'une centrale d'acquisition et donne ainsi une mesure de la distorsion locale $\gamma 1$ ($\gamma 1 = \varepsilon_l + \varepsilon_t - 2 * \varepsilon 45$).

2.5.3. Mesure globale

Il est important de préciser que la distorsion $\gamma 2$ n'est pas représentative de la distorsion du matériau.

On a observé au cours des essais de torsion compression une différence importante entre les distorsions calculées avec les mesures d'extensométrie (Rosettes) et le capteur inductif situé à l'extérieur de la cellule.

Ce phénomène s'est reproduit pour les essais effectués sur un Grès des Vosges, et sur un mortier (cylindres pleins et creux).

On peut remarquer que dans le cas de la torsion pure, les distorsions calculées avec les mesures extensométriques permettent le calcul d'un module de cisaillement G proche du module théorique calculé avec le module de Young et le coefficient de Poisson ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$). Le module calculé à l'aide des données du capteur inductif est en revanche très faible.

Il a été observé également que le rapport entre G capteur et G jauge tend vers 1 quand la contrainte axiale est élevée. On peut penser que pour une contrainte axiale relativement élevée, l'augmentation du frottement au niveau de l'interface échantillon-embase améliore l'encastrement, ce qui réduit la différence entre mesure locale et globale.

En fait, la mesure globale intègre les déformations de l'ensemble du système d'application du couple (enclumes et colle d'encastrement), (figure 2 et annexe II).

Nous avons souligné que l'encastrement de l'échantillon se fait avec une colle de type Pleximon. C'est un boudin de colle de 0,5 cm sur 1,2 cm de hauteur qui sert de liaison entre l'embase métallique et l'échantillon de roche. Les caractéristiques mécaniques de la colle sont :

E= 5600 MPa

v=0,33

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$=2100 MPa

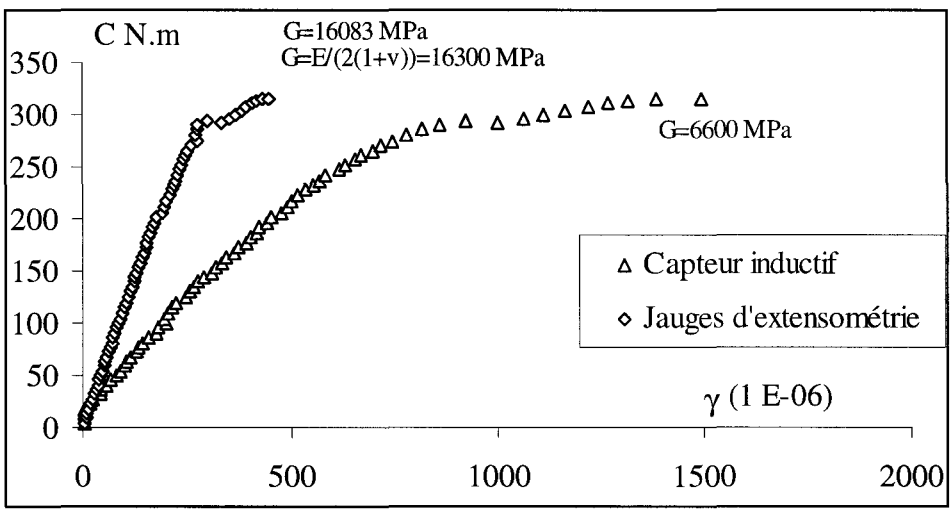


Figure 8 : Essai de Torsion pure comparaison distorsions globales et distorsions locales

Cette colle est très fluide, ce qui permet une bonne accroche, mais est aussi très souple. Afin de trouver l'origine de ces écarts dans les mesures, nous avons fait un essai avec un encastrement presque parfait ; pour cela nous avons utilisé un gabarit en acier de 52 cm de hauteur avec à chaque extrémité des embases de boulonnage ; le cylindre en acier est directement soudé sur ces embases. Nous avons collé des jauges d'extensométrie et comparé ainsi la réponse locale avec la réponse globale, dans le cas d'un encastrement quasi-parfait.

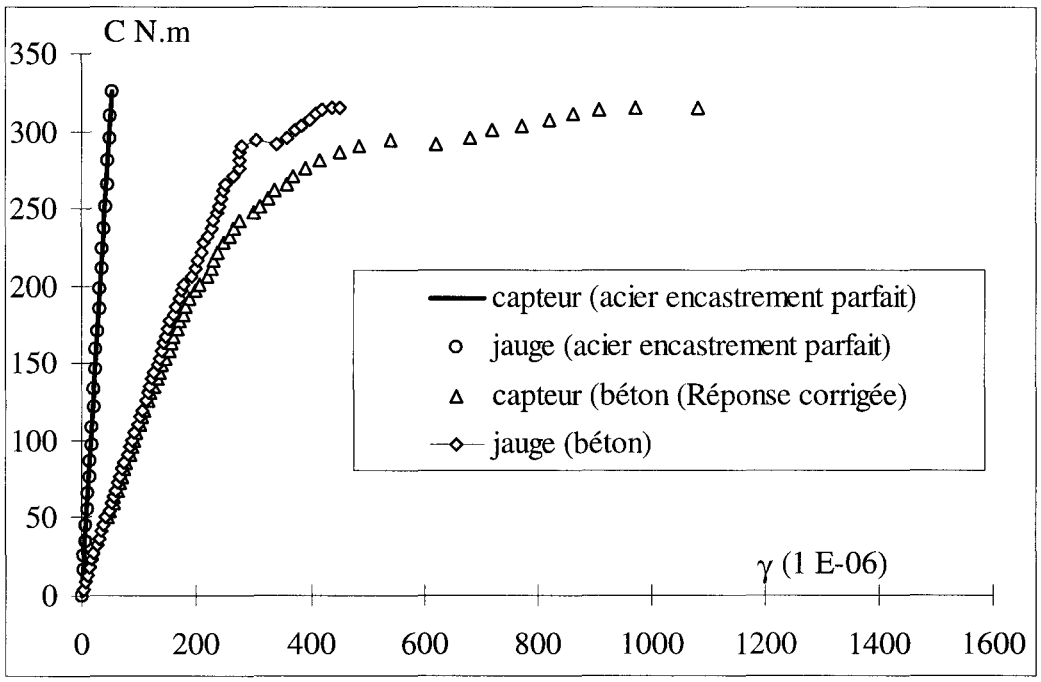


Figure 9 : Essai de torsion pure sur cylindre d'acier avec un encastrement parfait et sur béton avec un encastrement par collage (réponse locale et globale corrigée)

On constate (figure 9) que les déformations dans l'essai sur cylindre d'acier sont du même ordre, la légère différence venant de la rigidité des embases de boulonnage et de la soudure du tube en acier. Le module de cisaillement G est de 89000 MPa, ce qui est proche du module de cisaillement déterminé avec le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau.

Nous mesurons bien globalement et localement, la même chose. La légère différence entre les mesures de jauges et de capteur inductif vient de la déformation du dispositif. Ce système de mesure par capteur inductif nécessite une correction.

Correction de la réponse globale

Pour la procédure de correction de la réponse du capteur inductif, on fait l'hypothèse qu'à la déformation de l'échantillon s'ajoute la déformation de l'ensemble du dispositif expérimental.

De plus, on fait l'hypothèse que la déformation du dispositif est régie par une relation de type élasticité linéaire et par conséquent qu'elle est fonction de la rigidité de l'ensemble et des efforts appliqués.

$$W_2 = W_{échantillon} + W_{dispostif}$$

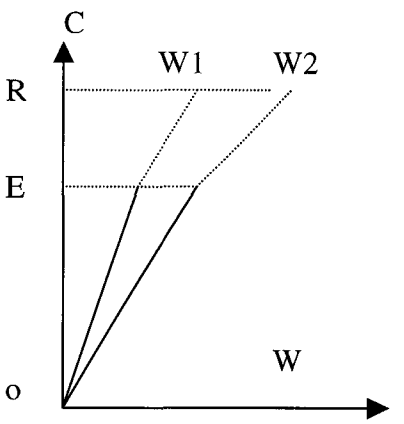
Procédure de correction :

$X \in \{O,E\}$ $\quad P_1 = \dfrac{\Delta W_1}{\Delta C}$

$$P_2 = \frac{\Delta W_2}{\Delta C}$$

$$Pco = P_2 - P_1$$

$X_O \rightarrow R$ $\quad W_{2cor} = W_{2(X)} - Pco \cdot C_{(X)}$



Courbe couple – déformations globale (w2) et locale (w1)

E : limite de linéarité

R : rupture

3. Résultats expérimentaux

3.1. Courbes de Comportement

Nous avons procédé à une série d'essais de torsion pure et de torsion compression sur les trois formulations Bo, BHP et BTHP. Nous avons suivi un chargement de type séquentiel : application de la contrainte de compression maintenue constante et application du couple de torsion jusqu'à la rupture.

Les niveaux de chargement en compression sont exprimés en % de la résistance à la compression simple (fc28). Tous les essais sont faits entre 28-30 jours.

On peut constater, sur les figures 9 à 14, que les courbes sont quasi-linéaires. La courbe C-W1 se décompose en plusieurs parties :

- Une partie linéaire, la pente en torsion pure correspond au module de cisaillement élastique G. L'amplitude de cette partie linéaire augmente avec l'application de la compression axiale préalable.
- Une deuxième partie où l'on peut noter l'apparition d'une faible non-linéarité du comportement et une accentuation de cette non-linéarité à l'approche du pic.

L'essai de torsion pure permet de déterminer directement le module de cisaillement élastique ($G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}$, τ calculé avec la formule de torsion élastique). Une deuxième approche consiste à exprimer G en fonction du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν ; ces données sont déterminées à partir de l'essai de compression simple ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$). Le tableau 2 présente les modules G déterminés directement à partir de l'essai de Torsion (Gt) et les modules déterminés indirectement avec l'essai de compression simple (Gc).
On observe une bonne corrélation entre les résultats issus des deux méthodes de détermination de G.

Bétons	Bo	BHP	BTHP
Gt (torsion pure) GPa	16,20	22,00	24,35
Ecart Type	0,30	0,57	0,76
Gc (compression simple) GPa	17,04	21,64	22,07
Rapport Gc/Gt	1,05	0,98	0,91

Tableau 2 : Modules de cisaillement déterminés avec l'essai de torsion pure (Gt) et l'essai de compression simple (Gc)

Les écarts types sont calculés à partir des résultats de trois essais. Etant données les légères incertitudes liées à la détermination des modules d'Young et des coefficients de Poisson (chapitre I § 2.1), les différences entre les deux valeurs Gc et Gt ne sont pas significatives.

3.1.1. Béton Bo

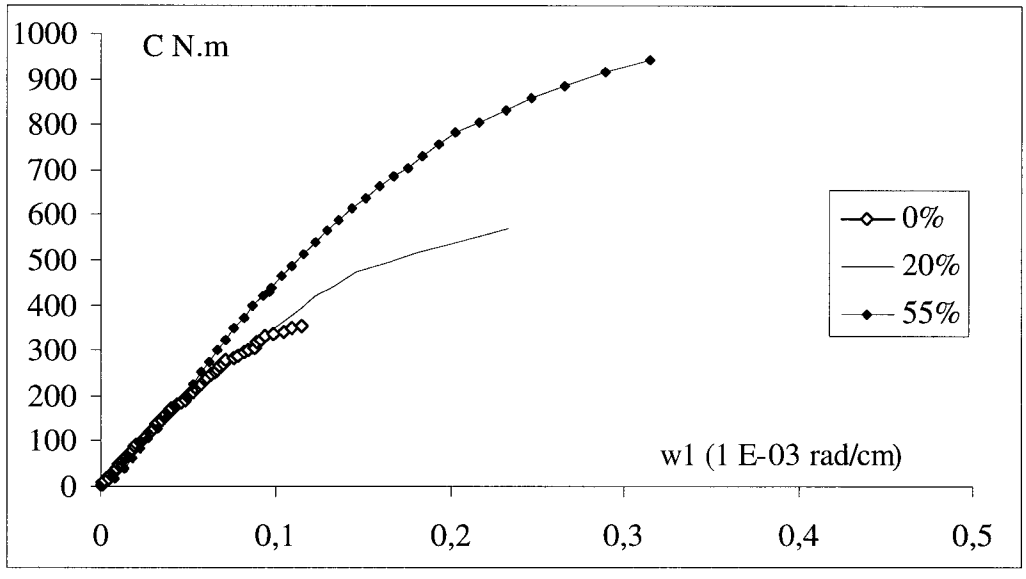


Figure 10 : Essais de Torsion pure et de torsion compression σ=20% et 55% de fc28

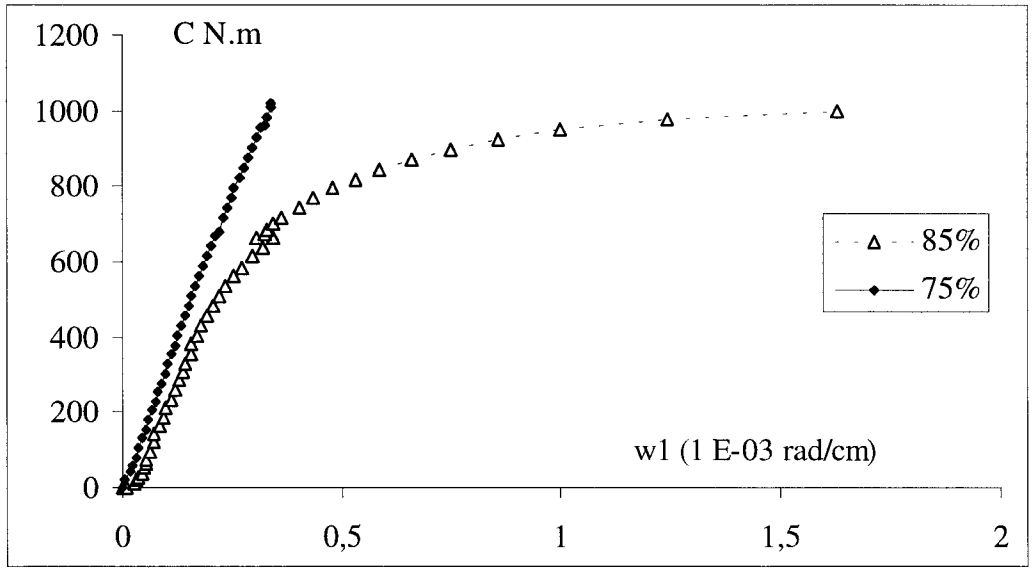


Figure 11 : Essais de torsion compression σ=75% et 85% de fc28

3.1.2. Béton BHP

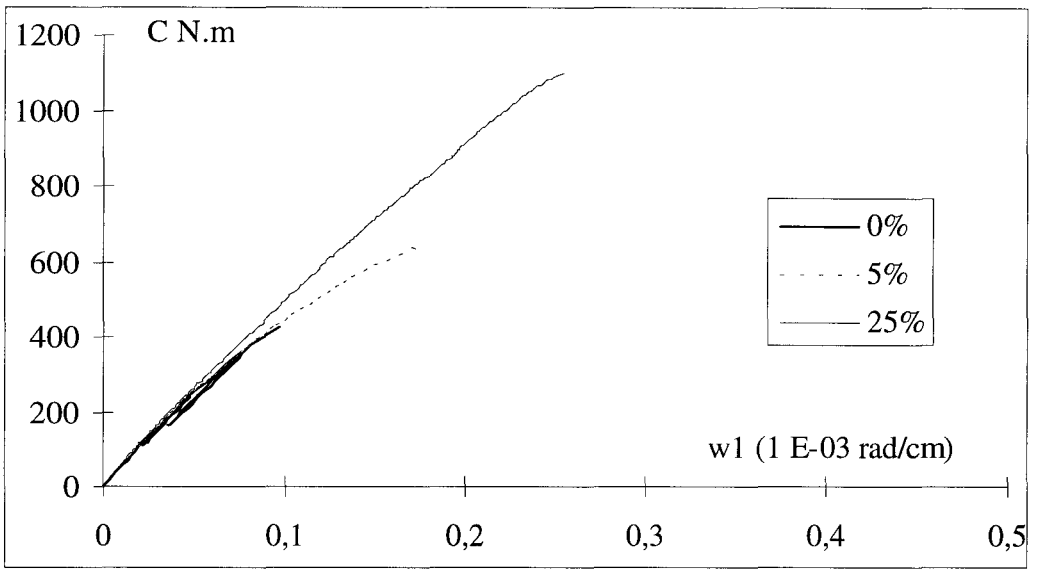


Figure 12 : Essais de Torsion pure et de torsion compression σ=5% fc28 et 25% de fc28

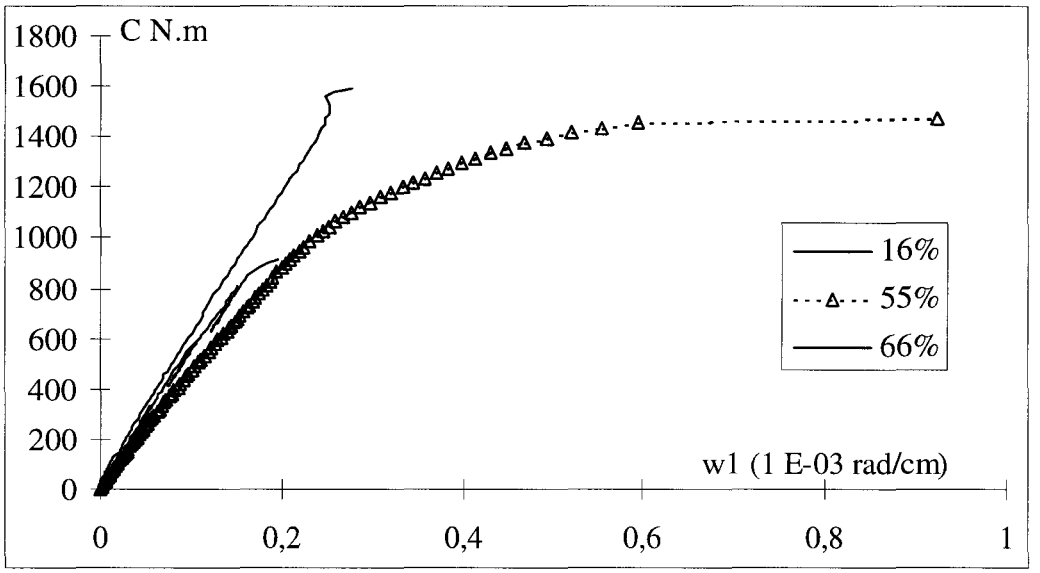


Figure 13 : Essais de torsion-compression σ=16%, 55% et 66% de fc28

3.1.3. Béton BTHP

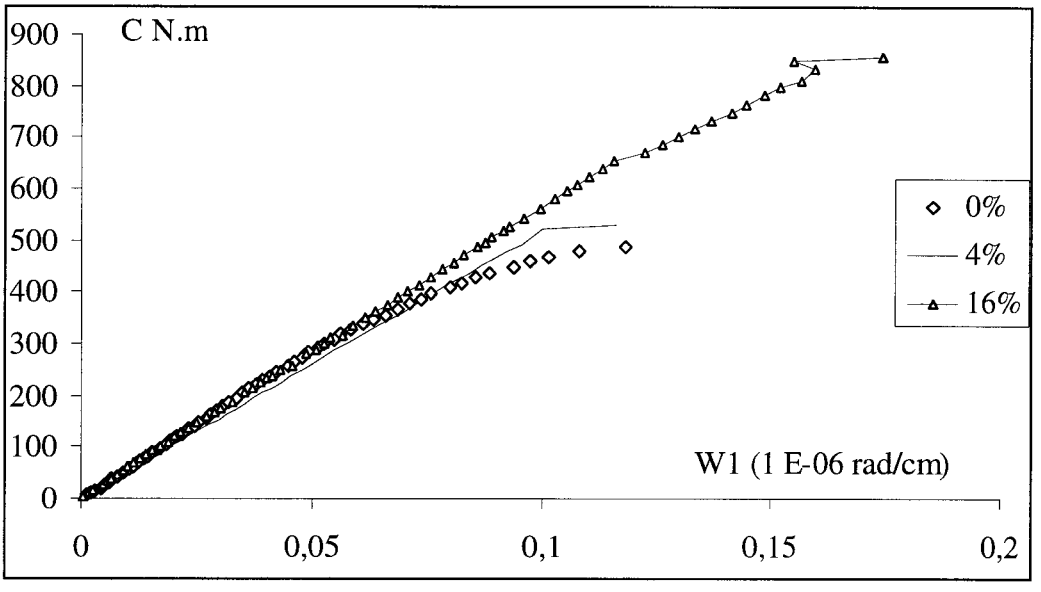


Figure 14 : Essais de Torsion pure et de torsion compression σ=4% et 16% de fc28

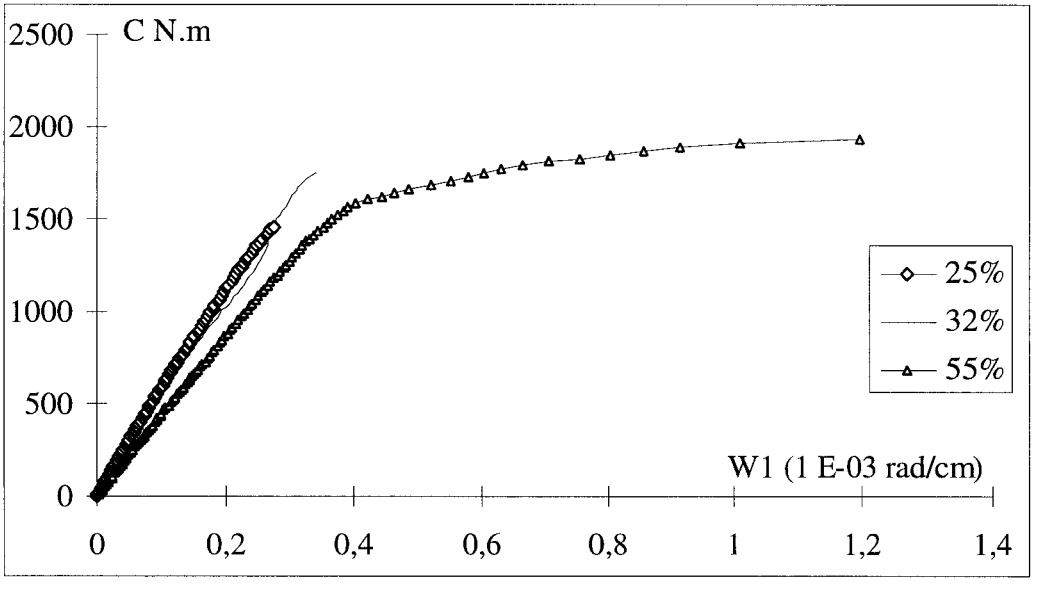


Figure 15 : Essais de torsion-compression σ=25% ,32% et 55% de fc28

3.2. Seuils de linéarité et de rupture

Les figures 16 à 18 présentent les courbes enveloppes des trois bétons en torsion compression.

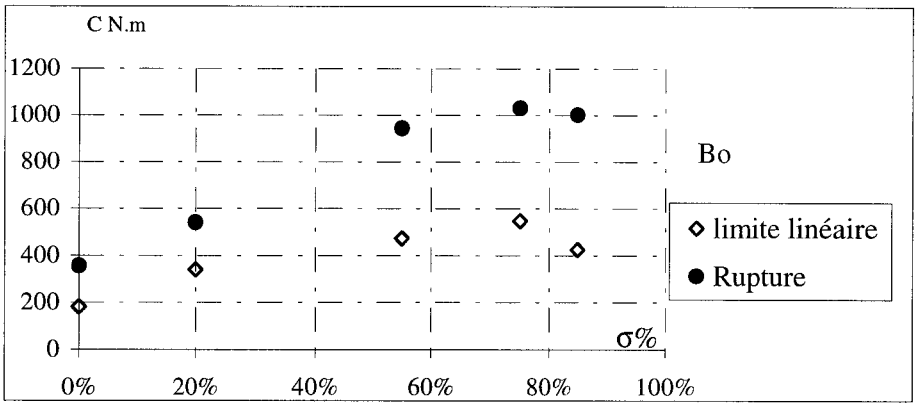


Figure 16 : Seuils de linéarité et de rupture, Béton Bo

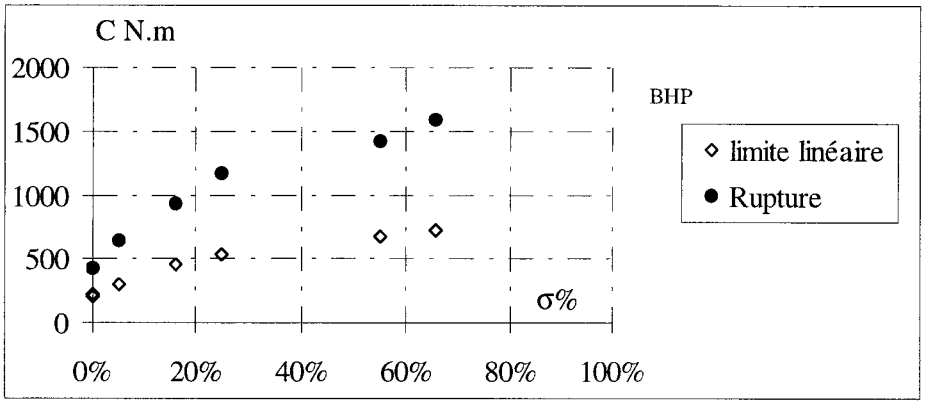


Figure 17 : Seuils de linéarité et de rupture, Béton BHP

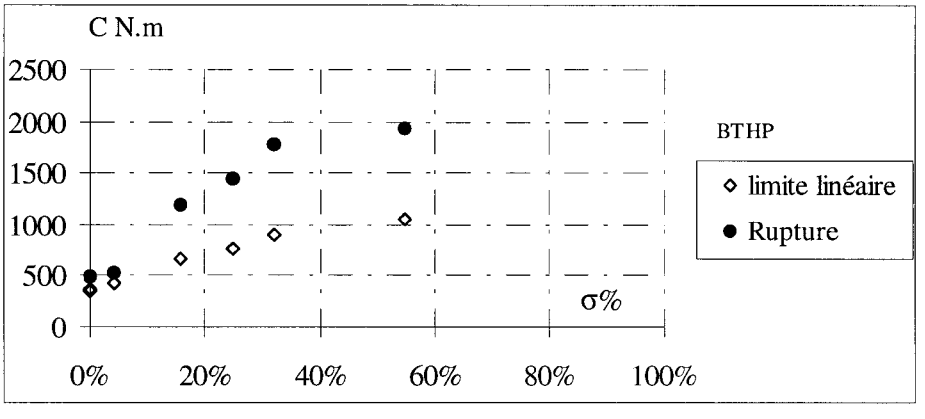


Figure 18 : Seuils de linéarité et de rupture, Béton BTHP

On observe sur les figures 16 à 18, qu'avec l'application d'une contrainte de compression préalable les couples, à la rupture et à la perte de linéarité, augmentent.

On peut remarquer également sur ces courbes, que même lorsque nous nous trouvons hors du domaine linéaire en compression (cas de chargement où σ > 50% de fc28), la courbe de

comportement en torsion possède une phase linéaire non négligeable. L'essai sur béton Bo, avec σ=85% de fc28 (figure 11) présente au début du chargement en couple de torsion une légère phase de serrage, qui peut être interprétée comme une fermeture d'une partie de la mésofissuration créée par la compression.

3.3. Influence de la contrainte de compression sur le seuil de linéarité et de rupture

On peut penser que l'augmentation de résistance à la torsion, avec l'application d'une contrainte de compression, n'est pas une caractéristique du matériau (consolidation du matériau) mais un phénomène résultant d'un changement du mode de sollicitation. On change les conditions de ces sollicitations et l'évolution des contraintes principales.
Pour expliquer l'augmentation de la résistance au cisaillement (de torsion), il est nécessaire d'examiner l'évolution du champ de contraintes principales au cours de l'essai.

3.3.1. Contraintes principales au seuil de linéarité

Dans un essai de torsion-compression, l'état de contrainte principale est bidimensionnel. Il se décompose en une contrainte de compression et une de traction.

champ de contrainte

$$\overline{\overline{\sigma}}_{(r,\theta,z)} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \tau \\ 0 & \tau & \sigma_z \end{vmatrix}$$

Les contraintes principales

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z}{2} + \frac{\sqrt{\sigma_z^2 + 4(\tau^2)}}{2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_z}{2} - \frac{\sqrt{\sigma_z^2 + 4(\tau^2)}}{2}$$

La figure 19 présente l'évolution de la contrainte principale de traction (calculée avec la formule de l'élasticité linéaire) avec l'application de la compression simple.

On observe une concavité des courbes (phénomène aussi observé par Kupfer & al 1969 et Mc Henry & Karni 1959), cela traduit l'influence négative de la compression sur la résistance à la traction, quand la contrainte principale de compression augmente la contrainte principale de traction diminue. L'aspect des courbes est similaire pour les trois types de béton, mais il semble cependant que la concavité de la courbe soit légèrement plus prononcée quand la résistance des bétons augmente.

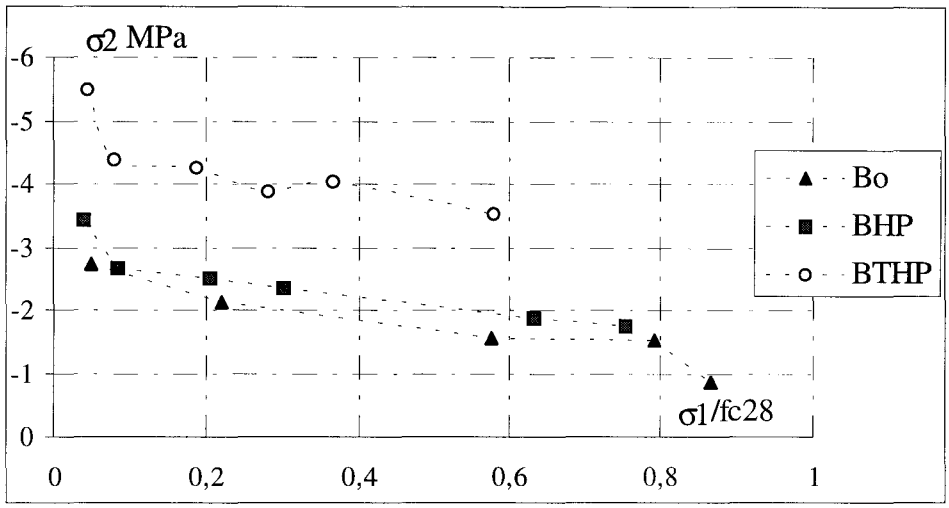


Figure 19 : Contraintes Principales au seuil de linéarité, Bo BHP et BTHP

3.3.2. Evolution des contraintes principales

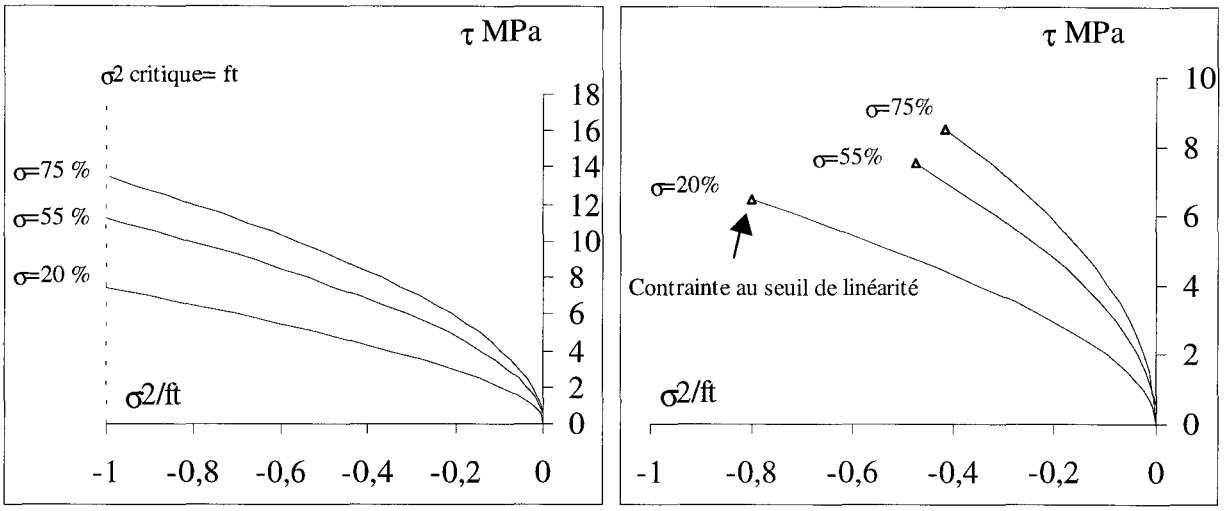
La figure 20 représente, pour différents niveaux de compression, l'évolution de la contrainte principale de traction en fonction de la contrainte tangentielle appliquée. Si on fait l'hypothèse simplificatrice que la contrainte de traction principale critique reste constante, on constate qu'avec l'application d'une contrainte de compression l'état critique ne sera atteint que pour des niveaux de contrainte tangentielle supérieurs.

En réalité σ2 est fonction de la contrainte principale de compression et de l'orientation des axes principaux. Kupfer & al (1973) donnent une relation linéaire entre σ2 et σ1. Il faut cependant noter que leur étude ne prenait pas en compte la rotation des axes principaux des contraintes :

Relation de Kupfer & al (1973) :

$$\frac{\sigma_2}{ft} = 1 + 0{,}8\left(\frac{\sigma_1}{fc}\right) \qquad \text{avec } \sigma 1<0$$

On note aussi que, dans le cas où σ2 n'est plus constant, l'application d'une compression préalable permet d'atteindre l'état critique à des niveaux de contrainte tangentielle plus importants. La figure 20 b représente l'évolution de la contrainte de traction principale jusqu'à la valeur critique du seuil de linéarité déterminée expérimentalement sur béton Bo.



(a) (b)

Figure 20 : Evolution de la contrainte principale de traction pour différents niveaux de compression, Hypothèse (a) : σ2 critique = constante ou (b) : σ2 = f(σ1)

Cette interprétation n'est valable que pour commenter l'augmentation du couple au seuil de linéarité avec l'application d'une contrainte de compression, car elle fait intervenir l'élasticité linéaire pour le calcul de la contrainte tangentielle. Pour l'interprétation de l'augmentation du couple à la rupture, l'utilisation de l'élasticité linéaire est délicate ; nous sommes à ce niveau en présence d'un effet de structure dû au gradient de déformation dans le cylindre. Cette accroissement de résistance au cisaillement met cependant en évidence la sensibilité du matériau à la pression moyenne.

3.3.3. Seuil de déformation critique

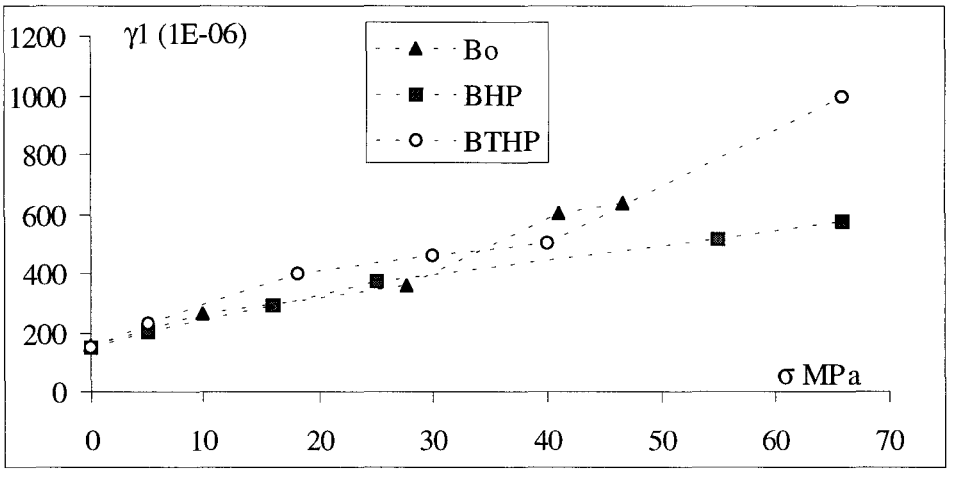


Figure 21 : Distorsion γ1 au seuil de linéarité en fonction du niveau de compression

La figure 21 représente l'évolution des distorsions au seuil de linéarité en fonction du niveau de la contrainte de compression axiale. On peut noter plusieurs points. La pression axiale agit sur la distorsion, celle ci augmente quand la contrainte de compression augmente. Signalons qu'il n'y a pas d'influence de la gamme de résistance du béton sur le seuil de linéarité en déformation, et qu'il semble y avoir une relation linéaire entre la distorsion au seuil de linéarité et la contrainte appliquées à l'échantillon.

3.4. Influence de la contrainte de compression sur le module sécant

Les courbes C-W (figure 10 à 15) ne montrent pas de variations significatives du module sécant, on n'observe qu'une diminution de ce module pour l'essai avec une contrainte axiale de 75% et de 85 % de fc28. On peut interpréter ce phénomène comme une dégradation du matériau provoquée par l'application préalable de la contrainte de compression, le module sécant semble donc sensible à la dégradation du matériau due à l'application de la contrainte de compression.

Ce phénomène n'est pas visible sur les courbes des bétons BHP et BTHP, les niveaux de chargement imposés à l'échantillon sont trop faibles par rapport aux niveaux de chargement où se produisent des dégradations significatives.

L'approche de l'endommagement anisotrope de Cordebois et Sidoroff (1979) permet d'exprimer le module de cisaillement dégradé en fonction des variables d'endommagement des caractéristiques longitudinales D_1 et tranversales D_2. Cette approche utilise le concept d'une équivalence en énergie (figure 22) et un tenseur d'endommagement d'ordre deux :

$$\tilde{\sigma} = (I - D)^{-1/2} \bar{\bar{\sigma}} (I - D)^{-1/2}$$

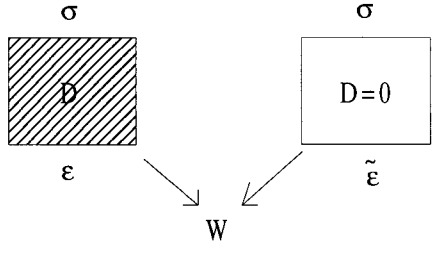


Figure 22 : Hypothèse d'équivalence en énergie

$\tilde{\sigma}$ et $\tilde{\varepsilon}$ étant respectivement la contrainte et la déformation effective qu'il faut appliquer au matériau homogénéisé pour que l'énergie élastique soit équivalente dans les cas du matériau endommagé et du matériau homogénéisé.

La loi de comportement s'écrit alors :

$$\varepsilon_e = \frac{1+\upsilon}{E}\left[(I-D)^{-1}\sigma(I-D)^{-1}\right] - \frac{\upsilon}{E}Tr\left[\sigma(I-D)^{-1}\right](I-D)^{-1}$$

A l'aide de cette loi de comportement nous pouvons obtenir des relations simples pour exprimer l'endommagement longitudinal D_1 et transversal D_2 à partir d'un essai de compression simple avec cycles de déchargement et de rechargement.

$$D_1 = 1 - \sqrt{\frac{\tilde{E}}{E}}$$

$$D_2 = 1 - \frac{\upsilon}{\tilde{\upsilon}}\sqrt{\frac{\tilde{E}}{E}} \qquad \text{ou} \qquad D_2 = 1 - \frac{\nu(1-D_1)}{\tilde{\nu}}$$

avec

$\tilde{E}$: Module d'élasticité endommagé

E : Module d'élasticité matériau sain

$\tilde{\nu}$: Coefficient de Poisson, matériau dégradé

ν : Coefficient de Poisson, matériau sain

La loi de comportement permet aussi d'estimer le module de cisaillement dégradé :

$$\tilde{G} = \frac{E(1-D_1)(1-D_2)}{2(1+\nu)}$$

On constate, sur la figure 23, le bon accord entre les deux modes de mesures ; la mesure directe du module sécant avec l'essai de torsion pure et la mesure indirecte avec les variables d'endommagement déterminées à partir de l'essai de compression simple avec cycles. Ce résultat semble mettre en évidence la sensibilité du module sécant à la dégradation du matériau.

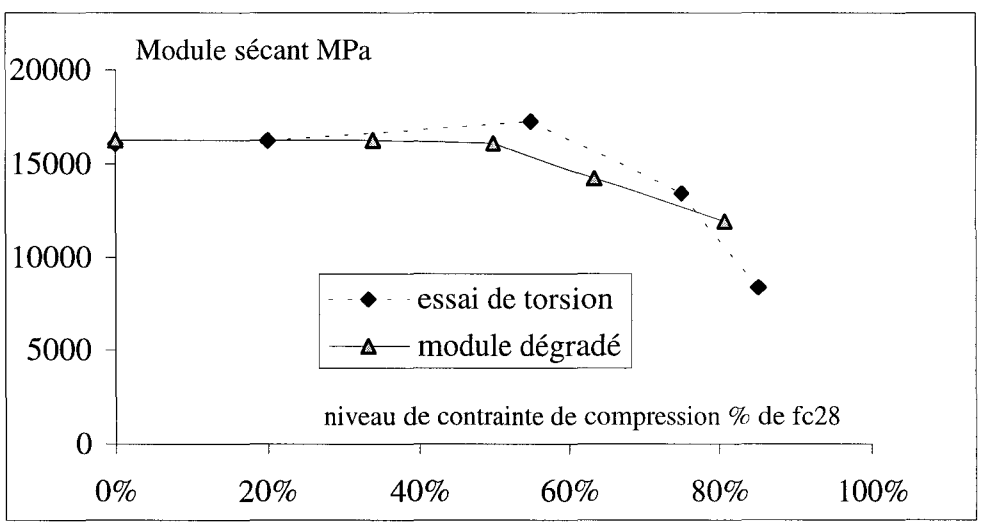


Figure 23 : Comparaison entre module sécant déterminé à partir des essais de torsion et module de cisaillement dégradé (approche de Cordebois et Sidoroff (1979))

4. Analyse du comportement en torsion pure

L'essai de torsion pure et de torsion compression conduit à un champ de contrainte biaxial de compression traction. Il correspond à un chargement biaxial proportionnel de rapport $(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1)$.

Lors des essais de torsion pure, le champ de contrainte est simplement biaxial. Avec des sollicitations de torsion et de compression combinées, ce chemin de sollicitation est beaucoup plus complexe. L'essai se décompose alors en une phase de compression jusqu'à σ1=σ normale, puis en une phase d'application du couple de torsion générant ainsi un champ de contrainte biaxial (proportionnel) avec rotation des axes principaux des contraintes $\beta = \frac{1}{2} = \arctan(\frac{2\tau}{\sigma})$.

La figure 24 présente les chemins de contraintes lors des essais de torsion-compression sur Bo, les essais présentés sont les essais à 0, 10, 20, 55, 75 et 85% de fc28.

BU LILLE I

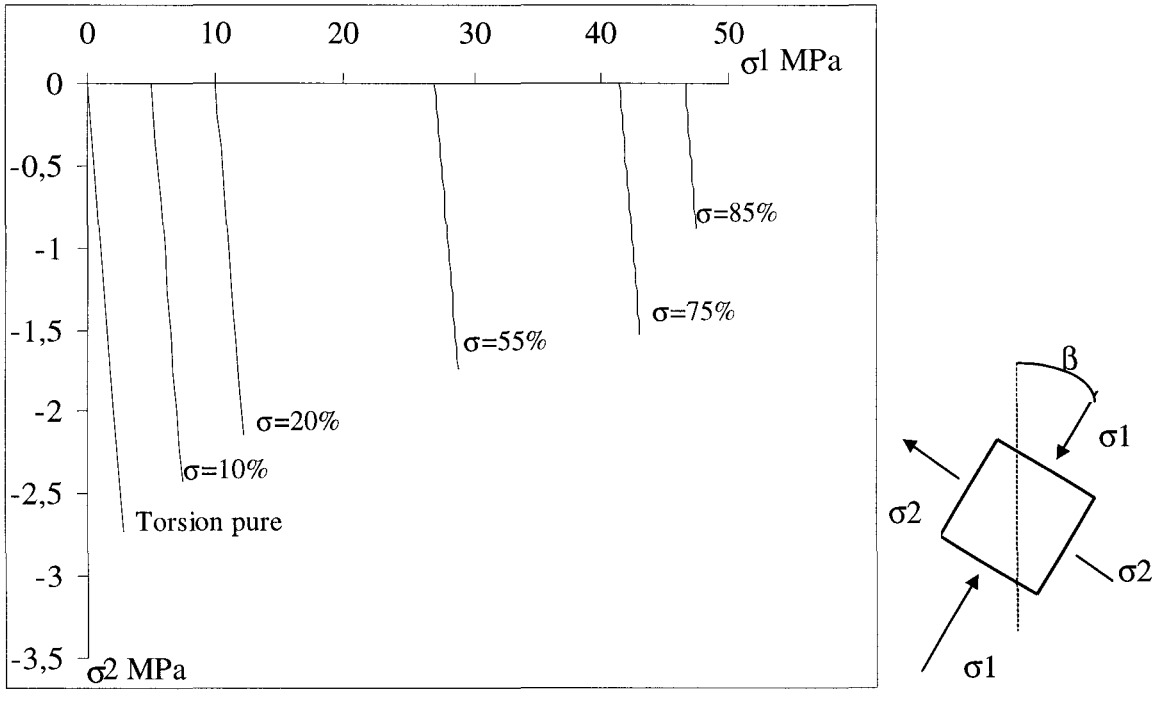


Figure 24 : Etat de contrainte principale lors des essais de torsion compression, chemin de contrainte représenté jusqu'au seuil de linéarité, Béton Bo

4.1. Résultats des essais de torsion pure

Les études expérimentales du comportement sous sollicitations biaxiales sont principalement toutes orientées vers le domaine de bi-compression. Les domaines de traction-compression et de bi-traction sont des domaines rarement étudiés. On peut, cependant, citer les études de Vile (1965) et de Kupfer & al (1969, 1973). Les études du comportement sous sollicitations biaxiales sont principalement faites sur des corps d'épreuve cubiques, les effets parasites du frettage étaient limités par la présence d'appuis particuliers appelés « plaques à brosse ».
L'essai de torsion pure permet de créer un champ de contrainte biaxial (inclinée de 45°) tout en évitant les problèmes de frettage au niveau des appuis des éprouvettes. La figure 25 présente les essai de compression-traction des trois bétons Bo, BHP et BTHP

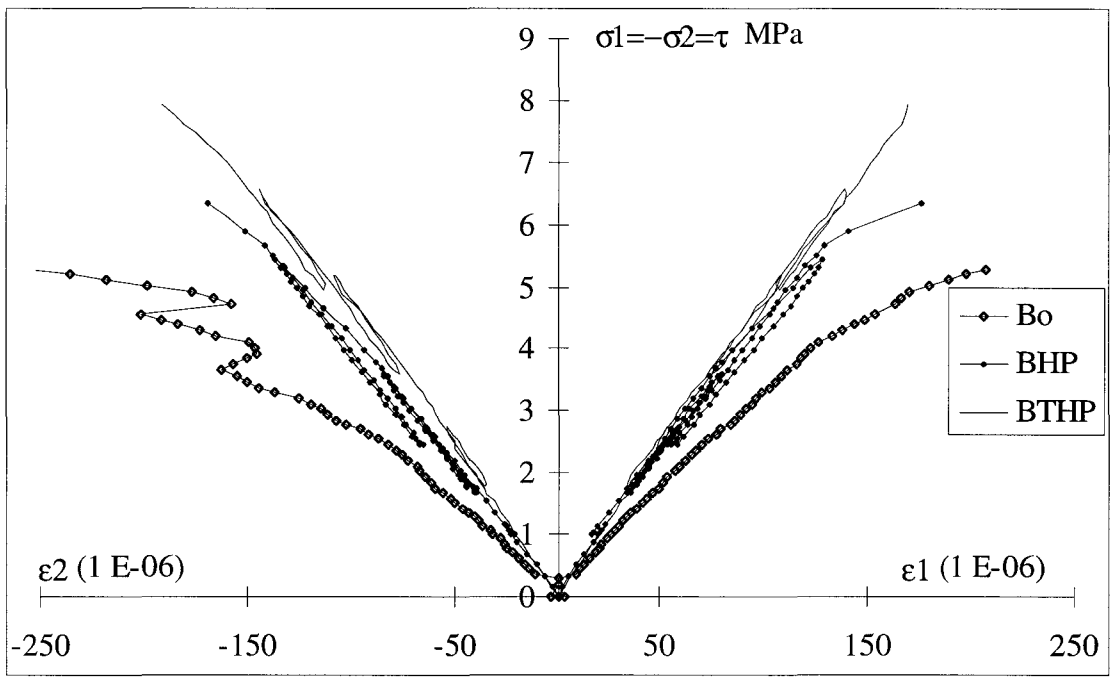


Figure 25 : Essai de compression-traction, Bétons Bo, BHP, et BTHP

Par convention nous prenons les déformations de compression positives et les déformations d'extension négatives.

Le rapport des contraintes principales $\alpha = \frac{\sigma 2}{\sigma 1} = -1$, et l'inclinaison des contraintes principales est fixée à 45°.
La rupture des éprouvettes soumises à une sollicitation de compression-traction apparaît à des niveaux de contraintes inférieures aux résistances à la traction et à la compression. Cela

provient du fait que les fissures tendent à s'ouvrir dans le sens perpendiculaire à l'axe de la contrainte principale de compression. Cette ouverture est favorisée par la contrainte principale de traction, elle aussi perpendiculaire, à l'axe de la contrainte principale de compression.
Les niveaux de contraintes à la rupture de nos essais sont cependant légèrement supérieurs à la résistance à la traction (figure 25). Ce phénomène peut s'expliquer par la présence d'un gradient de déformation dans l'éprouvette (influence du noyau du cylindre).

4.2. Comportement en torsion pure

Les figures 26 à 28 présentent les courbes contraintes principales-déformations principales des différents essais de torsion pure effectués sur les trois formulations étudiées.
Les courbes élastiques linéaires sont déterminées avec le tenseur d'élasticité linéaire de Hooke. On fait l'hypothèse que le matériau est isotrope et homogène.

Les déformations s'expriment :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}\sigma_1 - \frac{\nu}{E}\sigma_2$$
$$\varepsilon_2 = -\frac{\nu}{E}\sigma_1 + \frac{1}{E}\sigma_2$$

Dans le cas de la torsion pure ($\sigma 1=-\sigma 2$), on obtient :

$$\varepsilon_1 = \frac{1+\nu}{E}\sigma_1$$
$$\varepsilon_2 = -\frac{1+\nu}{E}\sigma_1$$

Les modules de Young et les coefficients de Poisson sont déterminés expérimentalement avec les essais de compression simple (Chapitre I). Les figures 26 à 28 montrent que l'hypothèse d'une isotropie initiale du matériau est valable, ce résultat confirme les conclusions de la campagne de caractérisation du matériau à l'état initiale (chapitre II § 4.1).

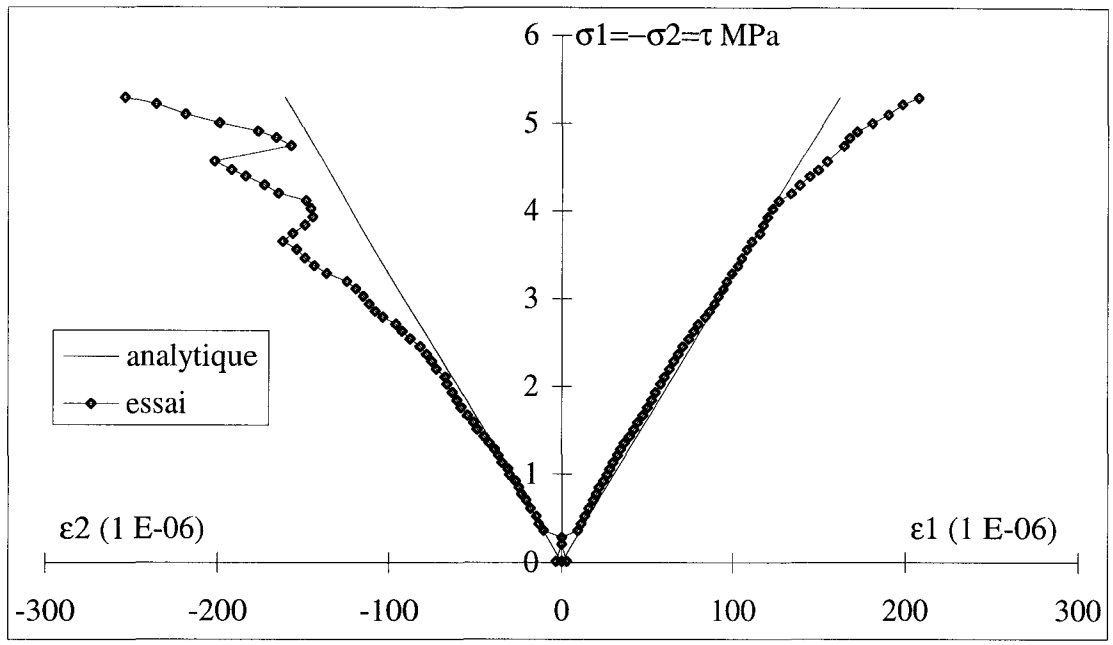


Figure 26 : Essai de compression - traction déterminé à partir de l'essai de torsion pure, formulation Bo, comparaison avec l'élasticité linéaire

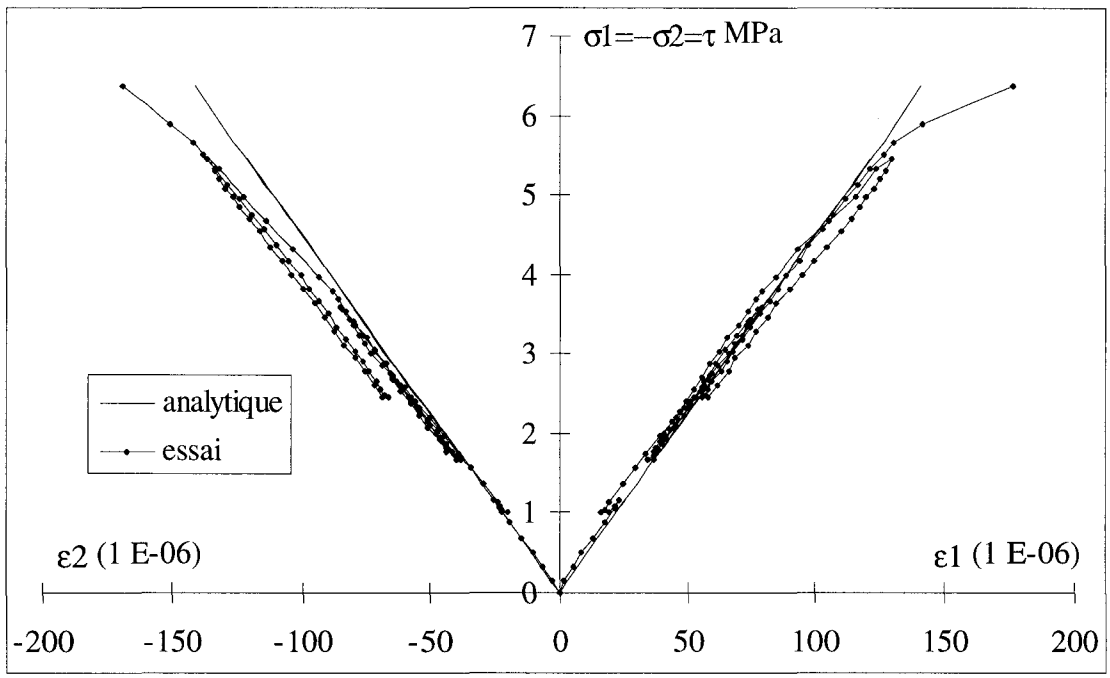


Figure 27 : Essai de compression - traction déterminé à partir de l'essai de torsion pure, formulation BHP, comparaison avec l'élasticité linéaire

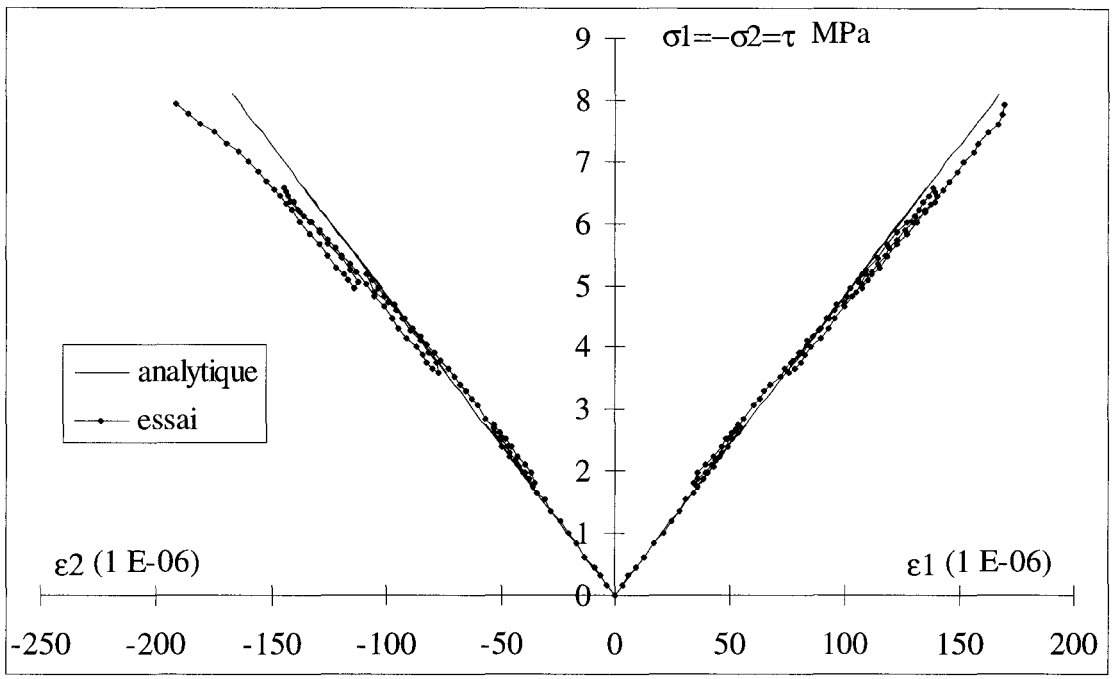


Figure 28 : Essai de compression - traction déterminé à partir de l'essai de torsion pure, formulation BTHP, comparaison avec l'élasticité linéaire

Le comportement en traction-compression est faiblement non linéaire. Les courbes montrent une partie linéaire, puis on observe une légère perte de linéarité accentuée à l'approche de la rupture. La non-linéarité est beaucoup plus marquée sur les courbes des déformations transversales (ε2) : On peut qualifier cet endommagement d'anisotrope. Ce phénomène s'explique par le type de sollicitation, l'axe des déformations ε2 correspond à l'axe de la contrainte de traction principale. Ce type de sollicitation crée une ouverture des fissures, caractéristique d'un endommagement anisotrope. On observe une légère dilatance à l'approche de la rupture.

Une comparaison du comportement entre les formulations Bo, BHP et BTHP montre que cette non-linéarité apparaît de manière plus nette pour les bétons "normaux" (Bo). On observe toujours une perte de linéarité pour le BHP et le BTHP (figures 27 et 28), visible surtout sur les courbes σ1-ε2, mais beaucoup plus faible et apparaissant à des niveaux de contraintes plus importants.

Signalons que sur ces courbes de traction–compression, le comportement est linéaire jusqu'à une déformation transversale ε2=85 1E-06, au-delà, une légère non-linéarité apparaît. Ce seuil de déformation est identique pour les trois bétons. En traction la déformation seuil de la linéarité de la courbe est de 100 1E-06 (Gérard & al 1996), ce seuil reste constant pour les différentes gammes de béton étudiés (bétons allant de fc28= 30 MPa à 90 MPa). La légère

infériorité de la déformation seuil, observée sur nos essais de torsion pure, est due à la contrainte de compression principale.

5. Essais avec cycles de chargement-déchargement en torsion

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique de béton sous sollicitations de torsion pure et de torsion compression, nous avons effectué sur les trois formulations de bétons testés des essais avec cycles de chargement-déchargement. Cet essai permet de mettre en évidence une éventuelle dégradation du module de cisaillement.

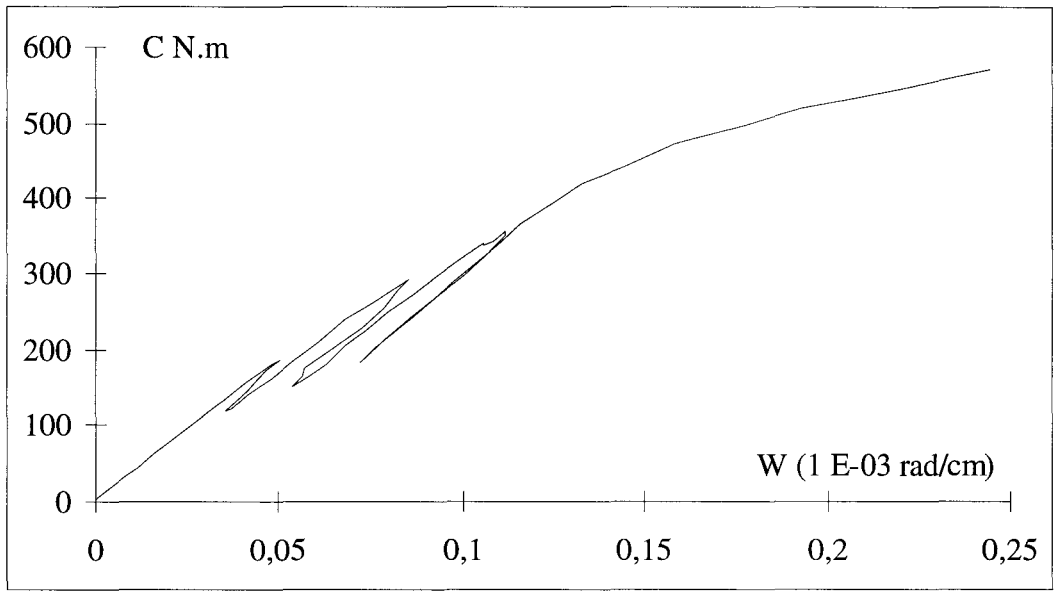
5.1. Méthodologie expérimentale

Nous avons utilisé la même procédure que lors des essais de compression triaxiale avec cycles de déchargement chargement. Elle consiste en :

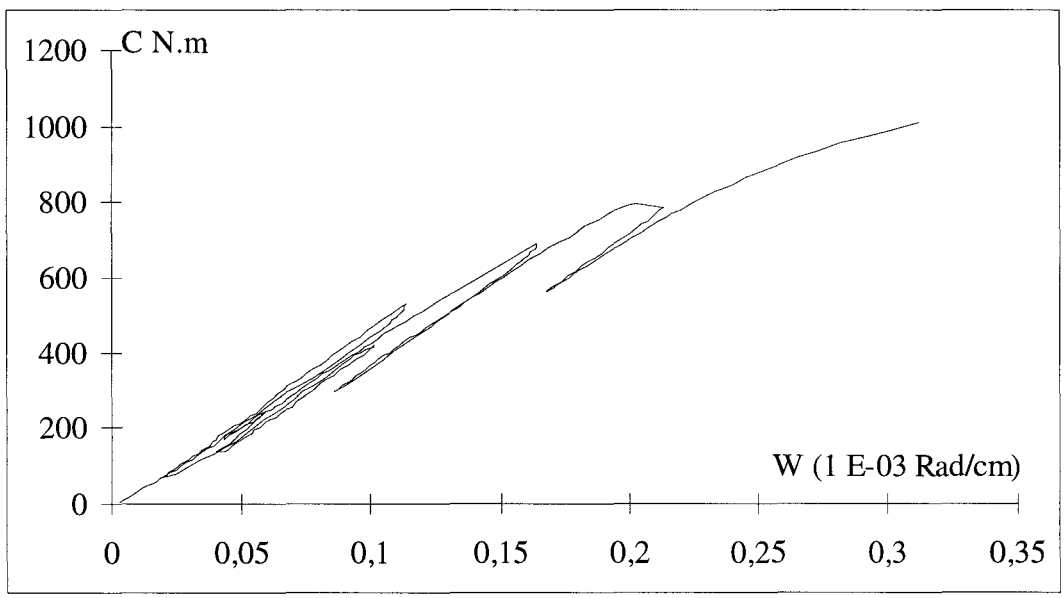
- une phase de relaxation pendant laquelle la déformation angulaire est maintenue constante,
- une décharge,
- une phase de rechargement.

Pour réduire l'influence du dispositif expérimental sur la détermination des modules de cisaillement (influence du dispositif lié au choix du système de régulation du vérin rotatif) ; nous n'utiliserons que les valeurs de rechargement en contrainte de torsion.
Les courbes présentées sur les figures 29 à 31, donnent les déformations locales (calculées avec les jauges d'extensométrie).

5.2. Présentation des essais

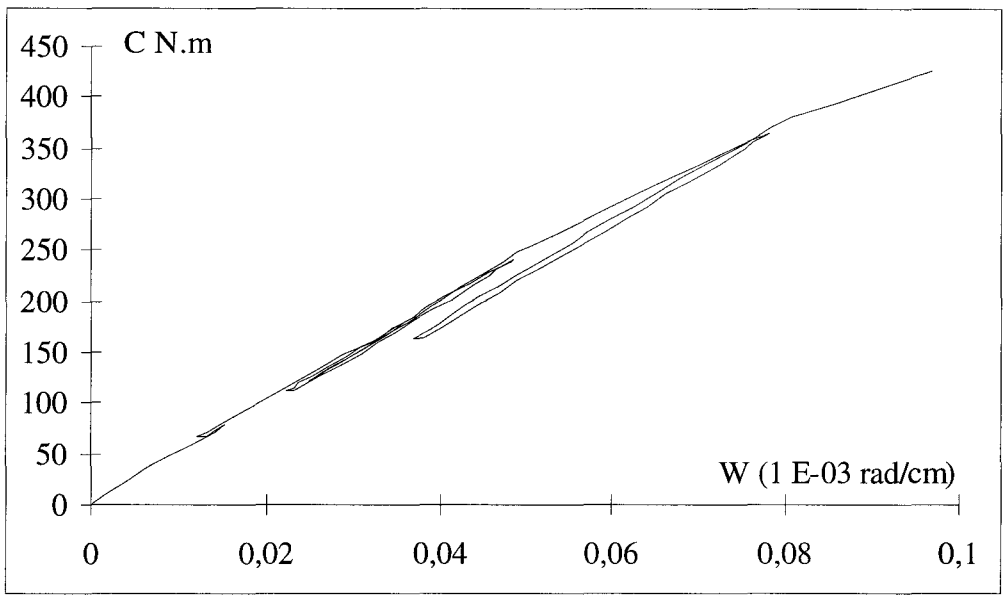


(a) 20%fc28

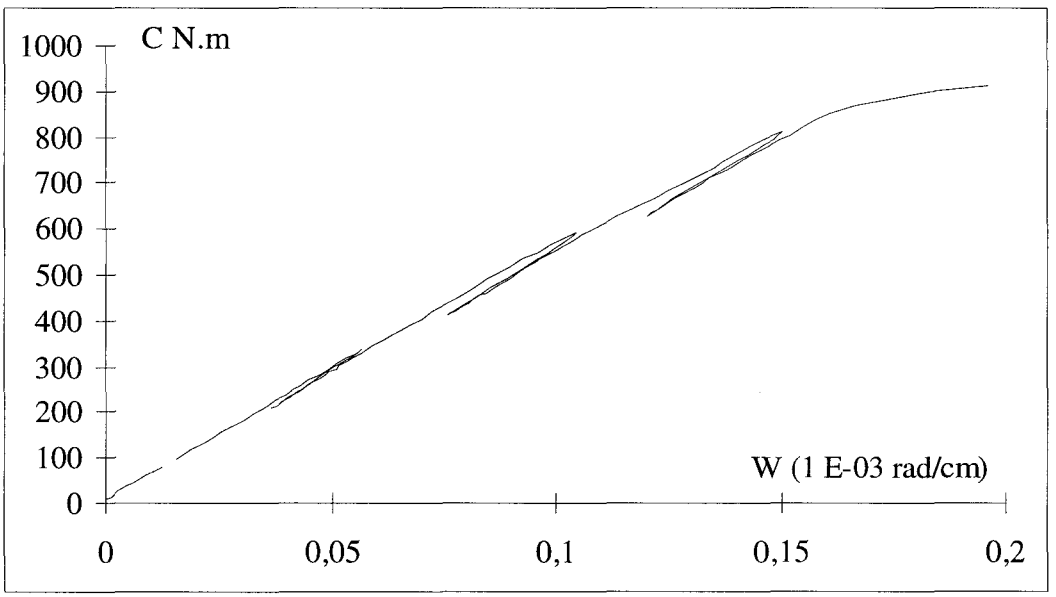


(b) 55%fc28

Figure 29 : Essai de torsion - compression avec cycles de chargement-déchargement pour différents niveaux de contrainte axiale 20%fc28 (a) et 55%fc28 (b), Béton Bo



(a) Torsion pure



(b)

Figure 30 : Essai de torsion compression avec cycles de chargement-déchargement essai de torsion pure (a) avec une compression axiale de 20%fc28 (b), Béton BHP

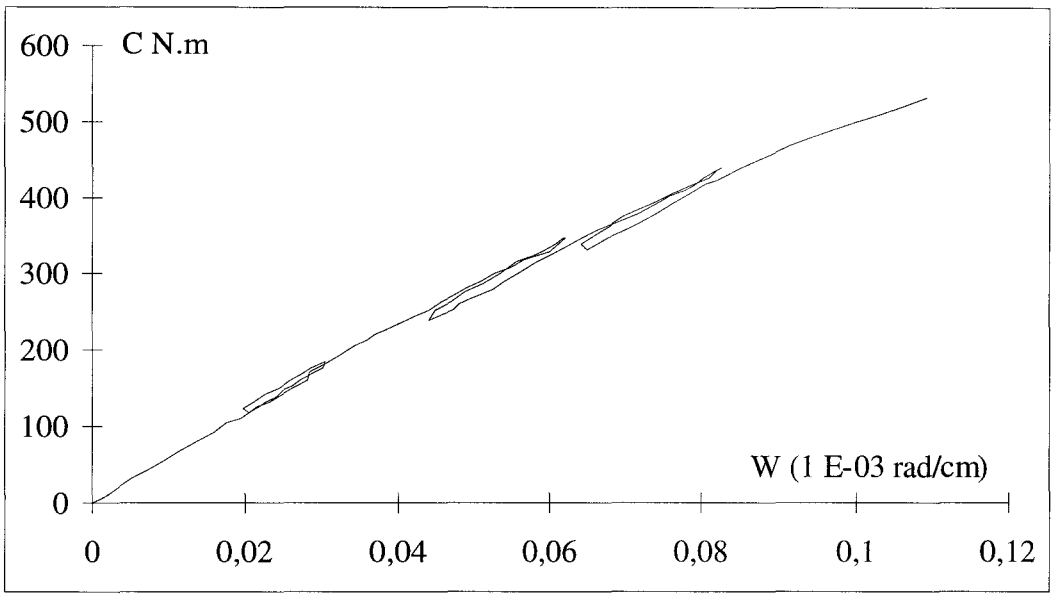


Figure 31 : Essai de torsion pure avec cycles de chargement-déchargement, Béton BTHP

5.3. Résultats

Contrairement à la compression triaxiale où l'on pouvait observer une forte diminution de module d'élasticité, les sollicitations de torsion pure et de torsion-compression ne semblent pas détériorer le module de cisaillement élastique. On n'observe pas de diminution significative du rapport Gcycle/Ginitial.

Les déformations anélastiques sont très faibles, elles sont le produit de l'ouverture des fissures par la contrainte principale de traction. Ces déformations résiduelles semblent être réduites pour les gammes de résistance BHP et BTHP. On a pu observer ce même phénomène de réduction des déformations résiduelles pour les BHP et BTHP au cours de la campagne d'essai de compression triaxiale.

Bo			Module sécant	
σ	C N.m	C %	Gt MPa	Gt/Gto
20% de fc28	185	32,5	16168	1,00
	287	50,4	16270	1,01
	355	62,3	16810	1,04
	C max= 570			
σ	C N.m	C %	Gt MPa	Gt/Gto
55% de fc28	421	41,8	21137	1,00
	519	51,5	21637	1,02
	612	60,8	20303	0,96
	791	78,6	17855	0,84
	C max= 1007			

(a)

BHP			Module sécant	
σ	C N.m	C %	Gt MPa	Gt/Gto
0% de fc28	185	43,3	21487	1
	240	56,2	21887	1
	366	85,7	21364	0,99
	C max=427			
σ	C N.m	C %	Gt MPa	Gt/Gto
20% de fc28	336	36,8	25422	1,00
	581	63,6	24424	0,96
	810	88,7	23502	0,92
	C max= 913			

(b)

BTHP			Module sécant	
σ	C N.m	C %	Gt MPa	Gt/Gto
0% de fc28	184	34,0	25738	1,00
	348	64,3	23606	0,92
	440	81,3	22666	0,88
	C max= 541			

(c)

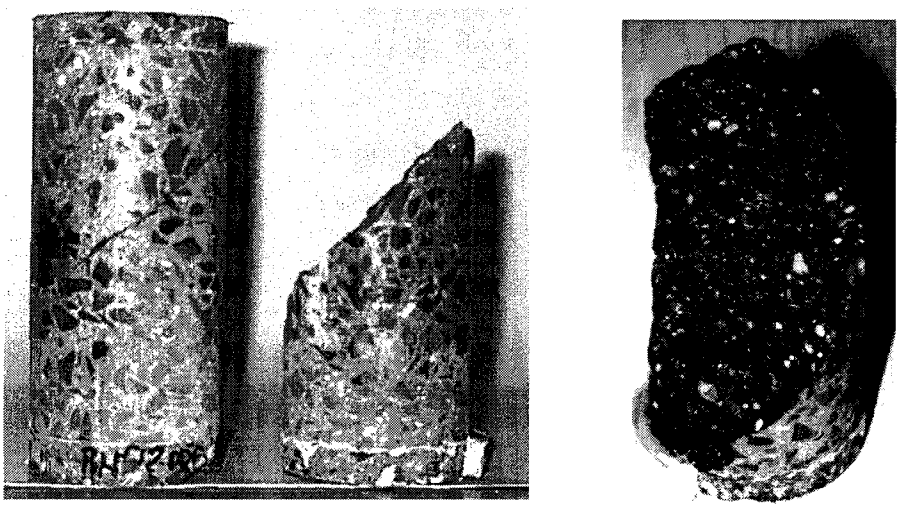
Tableau 3 : Variations des modules sécants, Béton Bo (a), BHP (b) et BTHP (c)

6. Mode de rupture

6.1. Observations générales

La rupture des cylindres apparaît sous forme d'une hélice de rupture inclinée d'un angle θ par rapport à la génératrice. A fort niveau de contrainte axiale nous avons remarqué l'apparition de plusieurs hélices pratiquement parallèles.

Pour l'essai de torsion pure, l'hélice est inclinée d'un angle proche de 45° par rapport à l'axe de la génératrice (figure 32). On note une évolution de l'angle θ avec l'augmentation de la contrainte axiale de compression (figure 33). L'hélice tend à se rapprocher de l'axe des génératrices avec l'augmentation de la contrainte de compression. Le calcul de l'inclinaison des axes des directions principales à la rupture ($\beta = \frac{1}{2}\text{Arctg}(\frac{2\tau}{\sigma})$ calculé en périphérie de l'éprouvette) indique une évolution de cet angle dans le même sens que θ (tableau 5).



Vue de dessus

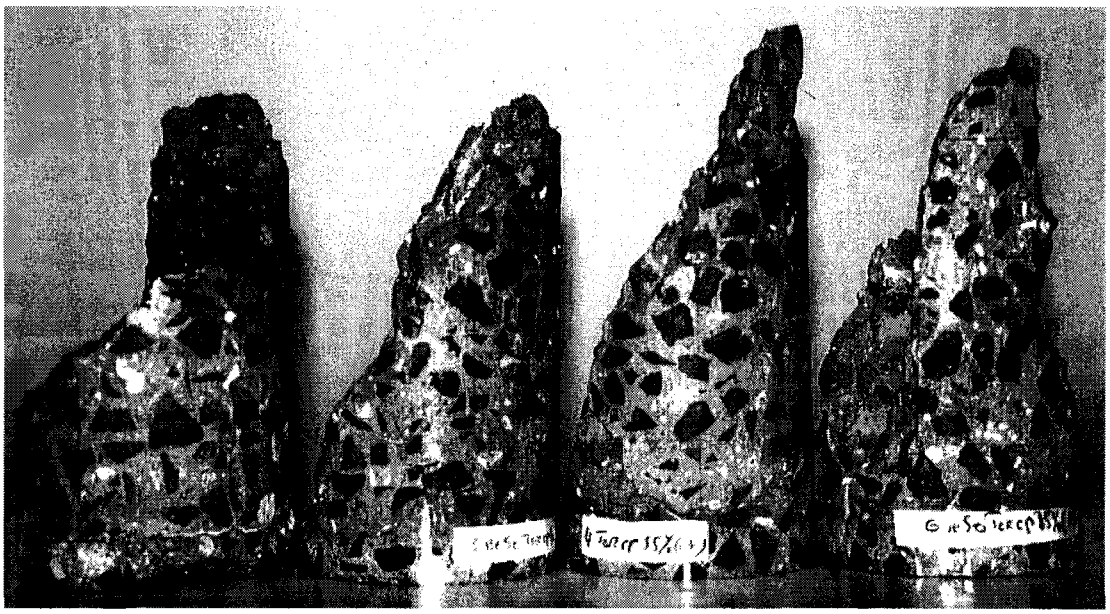
Figure 32 : Rupture en torsion pure, Béton BTHP

Cette observation met en évidence l'influence de l'inclinaison des axes principaux sur la rupture. L'essai de torsion pure, tout comme l'essai de torsion-compression, est un essai biaxial de compression-traction, avec comme particularité l'existence d'une rotation des axes principaux. Dans le cas des bétons, l'influence de cette rotation apparaît au moment de la propagation de la fissure. Cette fissure se propage perpendiculairement à l'axe des contraintes principales de traction (déterminé par β).

L'inclinaison de l'hélice de rupture est donc fonction du niveau de contrainte axiale et de la résistance caractéristique du béton utilisé.

La rupture des bétons est en grande partie intergranulaire. Le faciès de rupture est très perturbé, on observe un grand nombre de déchaussements de granulat (exemple annexe II

figure 4). En revanche, les faciès de rupture des BHP et BTHP sont beaucoup plus plats, la rupture est intragranulaire (exemple annexe II figure 5).
A faible niveau de contrainte axiale, la rupture est une rupture d'extension. A fort niveau de compression axiale, la rupture du cylindre est extrêmement brutale.



Torsion pure σ=20% σ=55% σ=85%

Figure 33 : Ruptures des échantillons de béton Bo soumis à de la torsion pure et de la torsion compression

Bo				
σ%	0%	20%	55%	85%
β	45°	29°	24,7°	16,2°
θ	46-49°	37°	35°	20°
θ–β	1-4°	8°	10,3°	3,8°

BHP				
σ%	0%	20%	55%	-
β	45°	37,14°	19,3°	-
θ	39-44°	28-32°	21,8°	-
θ–β	1-6°	5-9°	2,5°	-

BTHP				
σ%	0%	16%	35%	55%
β	45°	25,9°	26°	19°
θ	45-47°	22-28°	22-30°	12-14°
θ–β	0-2°	2-4°	3-4°	5-7°

Tableau 4 : Evolution de l'inclinaison de l'hélice de rupture et de l'inclinaison des axes principaux avec l'augmentation de la contrainte de compression axiale (contrainte axiale exprimée en % de fc28), Béton Bo BHP et BTHP

6.2. Fissuration du béton en torsion

La propagation de la fissure apparaît en périphérie de l'éprouvette. Ce type d'essai permet le suivi continu de la propagation de la microfissure sous un champ de contrainte biaxial de compression-traction. L'évolution de la microfissuration en torsion compression est présentée figure 34 (essai sur Bo) et figure 35 (essai sur BHP).

Les microfissures apparaissent dans l'interface pâte/granulat et se propagent le long de l'axe perpendiculaire à la contrainte principale de traction ($\sigma 2$). On peut observer, dans un premier temps, l'apparition de plusieurs microfissures parallèles puis la création de ponts reliant ces microfissures créant ainsi la macrofissure. On peut noter que le mode principal de propagation de fissure est le mode d'ouverture (mode I). Pour le Bo, la rupture semble discontinue, tortueuse et en grande partie intergranulaire. On retrouve les mécanismes de propagation de fissure en traction observés par Van Mier et Vonk (1991). Ces mécanismes de propagation sont présentés figure 36.

S'agissant des contraintes principales présentées figure 34 (essai sur Bo), les directions principales sont inclinées en périphérie d'un angle de β=31,5° par rapport à l'axe de la génératrice. Cet angle est proche de l'angle que fait la fissure avec l'axe de la génératrice (θ= 36,8°). On peut faire la même remarque pour l'essai sur BHP, les directions principales sont inclinées d'un angle β= 22,7° et l'angle que fait la fissure prend la valeur θ=27,6°.

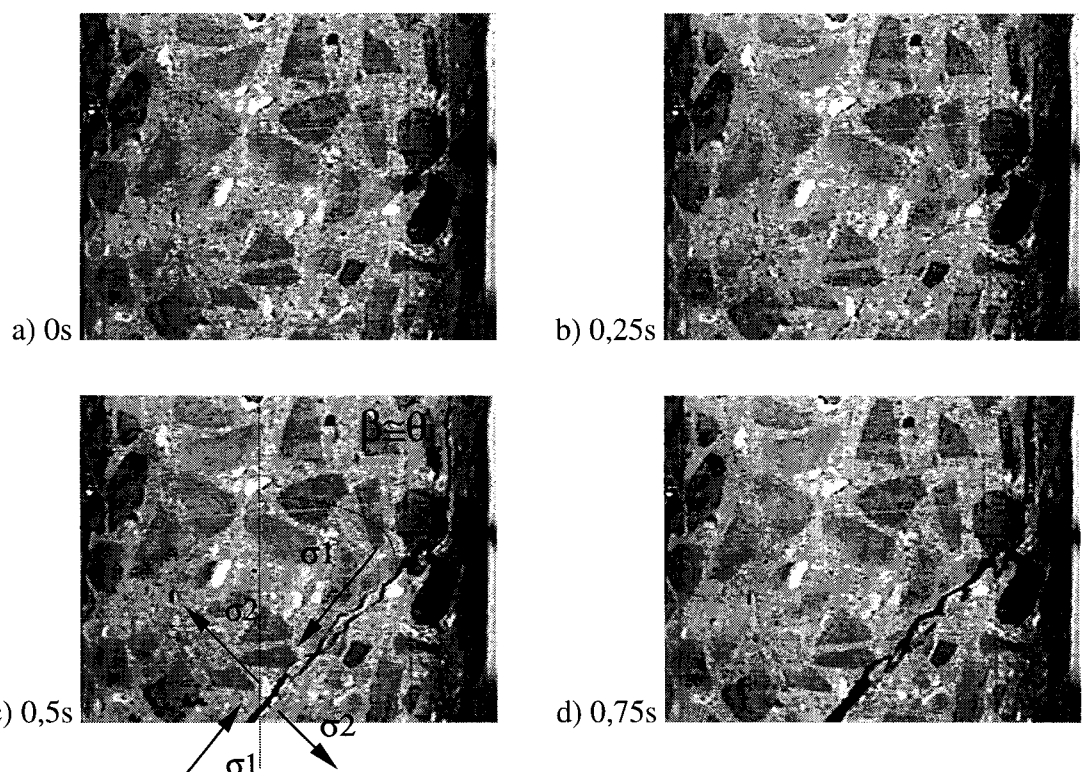


Figure 34 : Évolution de la fissuration lors d'un essai de torsion-compression (20% de fc28) sur béton Bo, niveau de contrainte à la photo (a) τ=9,51 MPa σ=10 MPa, la rupture se produit en une moins d'une seconde

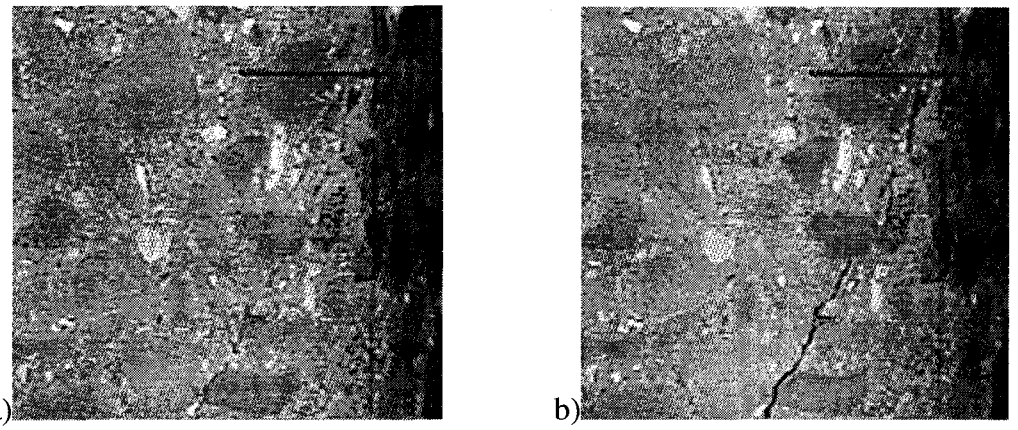


Figure 35 : Evolution de la fissuration lors d'un essai de torsion-compression (55% de fc28) sur béton BHP, niveau de contrainte à la photo (a) τ=27,93 MPa σ=55 MPa



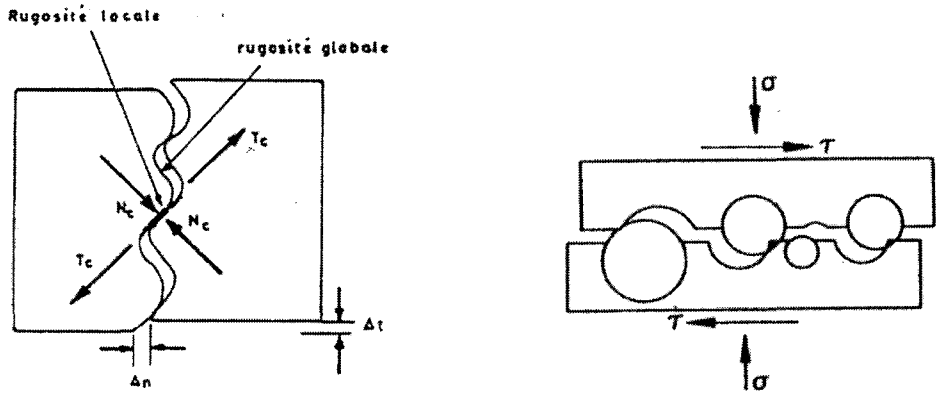
Figure 36 : Mécanismes de fissuration en traction d'après Van Mier & al (1991)

La rupture des Bétons à Hautes Performances est plus brutale. Les fissures semblent toujours apparaître dans l'interface pâte/granulat (figure 35). Cependant, l'observation du faciès de rupture tend à montrer que la rupture est en grande partie intragranulaire et que le faciès de rupture est beaucoup plus plat. Ceci s'explique par l'augmentation, dans ces bétons, de la résistance de la matrice et de la qualité de l'auréole de transition (interface pâte/granulat). Pour les essais avec des niveaux de compression importants, la rupture est brutale, il y éclatement de l'échantillon. On observe une fissuration due au cisaillement, suivie d'un éclatement produit par la contrainte de compression maintenue constante lors de l'essai. Le faciès de rupture fait apparaître des cônes de rupture similaires à ceux obtenus avec les essais classiques de compression simple (sans anti-frettage). L'échantillon après rupture reconstitué fait apparaître une rupture en couronne (Annexe II figure 3).

6.3. Influence de la modification du mode de rupture

La rugosité du faciès de rupture est considérablement modifiée par le mode de propagation de la fissuration dans les BHP, le faciès de rupture est beaucoup plus plat (Exemple annexe II figure 5). Nous ne sommes plus en présence d'un déchaussement des granulats mais d'une propagation de la fissure à travers les granulats. Cette modification du mode de fissuration a

des répercutions importantes sur les mécanismes de transfert des contraintes de cisaillement à travers une fissure (effet d'engrènement).



(a) (b)

Figure 37 : Transfert des contraintes de cisaillement à travers une fissure par frottement intergranulats dans les bétons normaux ((a) : Rossi (1986), (b) Walraven(1995))

La propagation de la fissure à travers les granulats produit une modification de la rugosité globale (figure 37) entraînant une réduction de la capacité de transfert de contrainte de cisaillement. Walraven (1995) a constaté expérimentalement qu'à largeur de fissure constante, la fracture intragranulaire réduit de 35% la capacité de transfert de la contrainte de cisaillement.

7. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les résultats de la campagne d'essais en torsion pure et en torsion compression menée sur les bétons Bo, BHP et BTHP.

Le comportement des trois bétons est quasi linéaire. Nous avons pu noter que l'application d'une contrainte de compression amène un gain de résistance et de ductilité au matériau. Ceci peut être interprété comme la sensibilité du matériau à la pression moyenne. Notons que ce gain de résistance peut aussi être interprété comme une modification de l'évolution des contraintes principales avec l'application préalable de la contrainte de compression.

A niveau de compression identique, les couples au seuil de linéarité des courbes de comportement et à la rupture augmentent avec la résistance à la compression. Mais les niveaux de distorsion au seuil de linéarité des courbes restent sensiblement identiques pour les trois bétons étudiés.

Les modules sécants (modules de rigidité G) des courbes de comportement restent sensiblement égaux aux modules de cisaillement élastiques déterminés avec l'essai de torsion pure ou avec l'essai de compression simple ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$). Cependant, les essais avec des chargements en compression à des niveaux hors du domaine linéaire du comportement en compression simple, ont montré la sensibilité du module tangent à la dégradation du matériau.

Le comportement des bétons en torsion-compression est très faiblement irréversible. Nous n'avons pas noté de dégradation notable de la rigidité du matériau avec l'application du couple de torsion. Les boucles d'hystérésis et les déformations anélastiques sont faibles voire inexistantes.

L'observation des faciès de rupture a mis en évidence l'influence de l'inclinaison des axes principaux des contraintes sur la rupture. L'inclinaison des hélices de ruptures est donc fonction du niveau de compression axiale et de la résistance caractéristique du béton.
La rupture en torsion pure est une rupture d'extension. Cependant la rupture sous contrainte de compression élevée est extrêmement brutale, l'échantillon éclate.
Le mode de propagation en torsion est le mode I, nous avons observé une rupture des bétons Bo en échelon. Le faciès de rupture est considérablement modifié pour les Bétons à Hautes Performances. Le faciès de rupture des Bo présente un grand nombre de déchaussements des granulats, la rupture est intergranulaire. Pour les Bétons à Hautes Performances l'interface pâte/granulat présente de meilleures qualités mécaniques ; le faciès de rupture est beaucoup plus plat, la rupture est en grande partie intragranulaire.

Chapitre IV

Fissuration et résistance des BTHP au cisaillement

Le chapitre IV s'attache à déterminer l'influence de la géométrie sur le comportement et la résistance du béton en torsion pure et en torsion compression. Une étude comparative entre cylindre plein et cylindre creux de mortier sera d'abord effectuée. Elle sera complétée par des données concernant le suivi de la dégradation du matériau par mesure d'émission acoustique.
L'utilisation de l'émission acoustique, et des observations de lames minces au microscope optique, ont mis en évidence l'existence d'un seuil que l'on a qualifié de fissuration. Le couple à ce niveau délimite la partie de l'essai représentative du comportement du matériau béton et celle représentative du comportement d'une structure en l'occurrence le cylindre plein fissuré.
Une méthodologie particulière, basée sur des mesures de déformations, est développée pour évaluer sur chaque essai le couple de fissuration du matériau.
Ces résultats expérimentaux ont ensuite été confrontés au critère empirique de fissuration du béton sous contraintes normales et de cisaillement du code de calcul français pour le béton précontraint (BPEL 91) ainsi qu'au critère de Willam et Warnke (1975).

---

1 Etude du comportement d'un cylindre plein en torsion - compression

1.1 Comparaison cylindre plein cylindre creux de mortier ISO

Dans le but d'évaluer l'influence du noyau sur la réponse locale du cylindre (déterminée avec les jauges d'extensométrie), nous avons comparé des essais de torsion sur les deux structures en torsion pure et torsion compression (55% fc28).
Le matériau testé est un mortier Iso.
La granulométrie du sable de Seine utilisé est de 0-3,5 mm pour obtenir une homogénéité du matériau dans la paroi. Sa résistance à 28 jours est de 48 MPa.

Les dimensions des corps d'épreuve sont les suivantes :

Cylindres creux	
diamètre extérieur	70 mm
diamètre intérieur	35 mm
Hauteur	164 mm

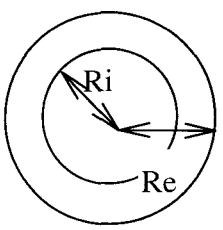


Figure 1 : Cylindre creux

Notons que l'épaisseur est loin d'être négligeable par rapport au rayon du cylindre, en effet le rapport $\frac{épaisseur}{Re} = 0{,}5$.

Cylindres pleins	
diamètre extérieur	70 mm
hauteur	164 mm

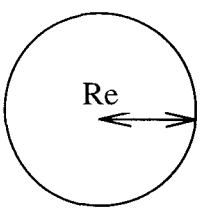


Figure 2 : Cylindre plein

Les réponses en torsion pure et en compression torsion sont présentées respectivement sur les figures 3 et 4.

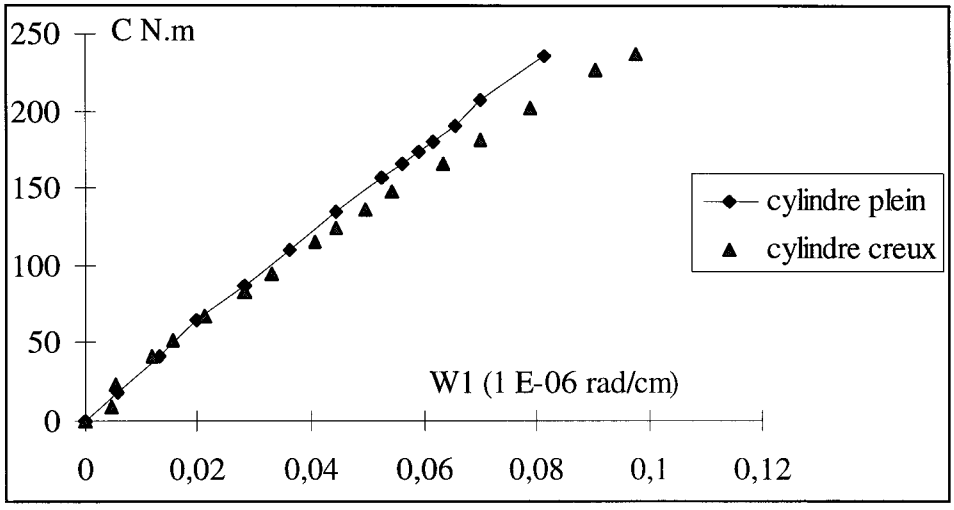


Figure 3 : Comparaison courbes C-W1(réponse locale) en torsion pure, Mortier Iso

On remarque que dans le cas de la torsion pure, la géométrie du corps d'épreuve a peu d'influence sur le couple à la rupture ainsi que sur le niveau de déformation à la rupture (figure 3). Cette constatation a été également faite sur le Grès. On note également qu'il n'y a pas d'influence notable sur le module de cisaillement G ($\frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}$ avec l'hypothèse de l'élasticité linéaire).

En revanche, dans le cas de la torsion-compression (figure 4), le cylindre plein se déforme plus. La rupture apparaît à des niveaux de couple plus importants.

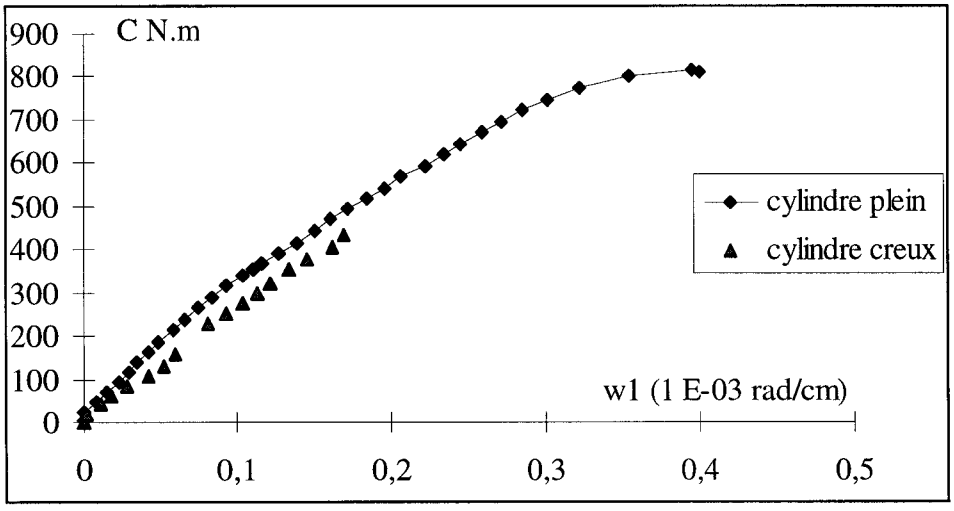


Figure 4 : Comparaison cylindre plein et cylindre creux courbes C-W1 en torsion-compression (Contrainte axiale de compression 55% fc28), Mortier Iso

L'influence du noyau, sur les couples ultimes et le comportement, est significative dans le cas de la torsion compression.

1.2 Comportement d'un cylindre plein de béton Bo

Pour compléter cette étude nous avons réalisé un suivi de la dégradation à l'aide d'enregistrement d'émissions acoustiques. Des capteurs placés sur la structure permettent d'enregistrer les pulsations acoustiques produites par l'apparition ou la croissance de la microfissuration. Le signal émis est ensuite amplifié puis traité par un système Locan ; nous mesurons ainsi le nombre d'événements acoustiques cumulés. Chaque signal correspond à la création ou la propagation d'une microfissure. Cette technique permet de caractériser qualitativement l'endommagement (nombre d'événements acoustiques).

La réponse obtenue avec le capteur inductif global, présentée figure 5, permet d'avoir quelques informations sur le comportement global du cylindre plein. Dans les différents essais de torsion – compression, nous avons observé un palier sur la courbe C–ω2. La technique de l'émission acoustique met en évidence une activité intense de la microfissuration à ce niveau de contrainte. La courbe correspondant à la réponse globale (figure 5) peut se décomposer en trois phases.

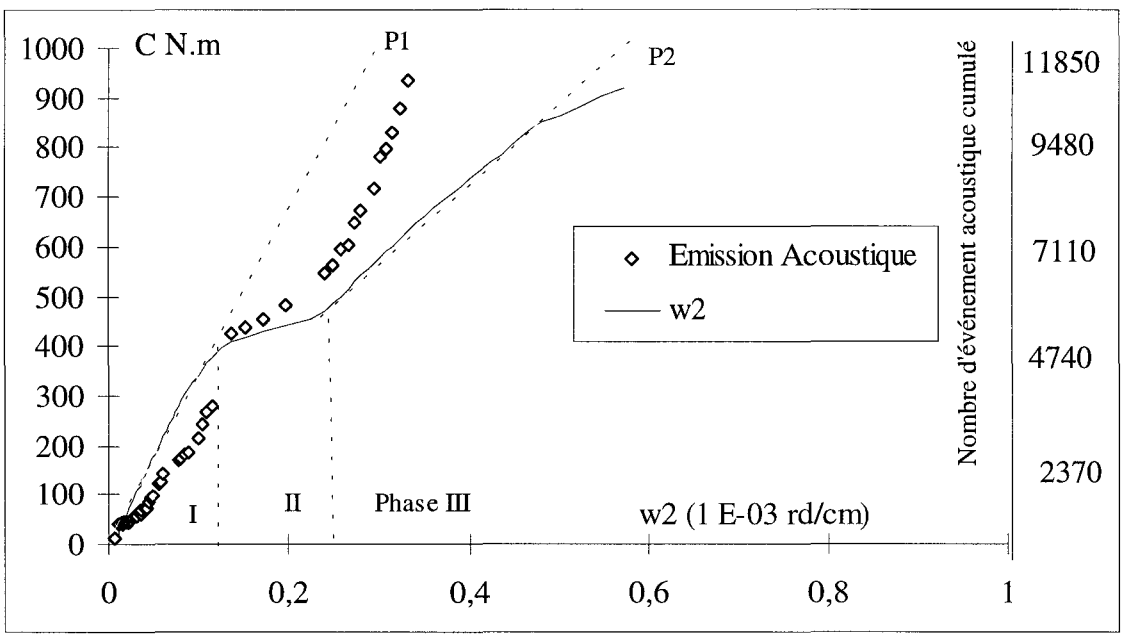


Figure 5 : Comportement d'un cylindre plein en torsion-compression (55% fc 28) mesure globale

Phase I : le comportement est linéaire. A la fin de cette phase il y a une légère perte de linéarité qui peut correspondre à l'apparition de microfissures à la périphérie de l'éprouvette.

Phase II : On observe une augmentation très rapide des rotations unitaires w. On a un accroissement important du nombre d'événements acoustiques.

Phase III : Progression quasi linéaire des déformations du cylindre plein. On remarque une modification de la pente (P) de la courbe ($P_2<P_1$) et une perte de linéarité à l'approche du pic de rupture. Cette phase peut correspondre au développement des fissures dans le noyau du cylindre.

La réponse locale w1 (rotation unitaire déterminée à partir des mesures extensométriques) est présentée sur la courbe C-w1 (figure 6). On retrouve les différentes phases du comportement mais la phase II n'est pas apparente sur la déformation locale, celle ci est confondue avec la phase III.

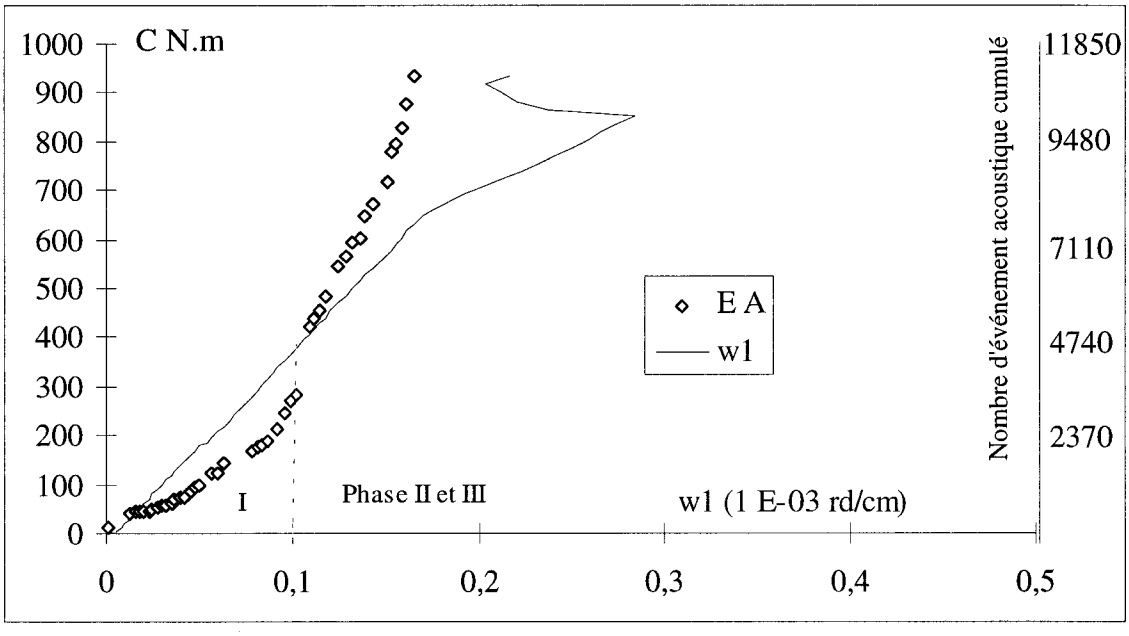


Figure 6 : Comportement du cylindre plein en torsion-compression (55% fc28) mesure locale (extensométrie)

Phase I : Le comportement est linéaire, les essais avec des cycles de déchargement et rechargement en contrainte de torsion montrent que le comportement est élastique linéaire.

Phase II et III : Accroissement important du nombre d'événements acoustiques. Certaines jauges sont perturbées et parfois même détruites. On observe une légère perte de linéarité de la courbe, qui s'accentue à l'approche du pic de rupture.

1.3 Analogie avec les poutres en béton armé ou précontraint.

La figure 7 présente les courbes de comportement (C-w) de structures en béton armé soumises à une sollicitation de torsion pure.

Les courbes C-w (figure 7) font apparaître une phase linéaire suivie d'une discontinuité correspondant à une fissuration du matériau (Hsu 1968), puis une deuxième phase caractérisée par une diminution de la rigidité de la structure. Le comportement en phase post-fissuration est sensible au pourcentage d'armature de la section, une section fortement armé atteindra un couple maximal de rupture plus important.

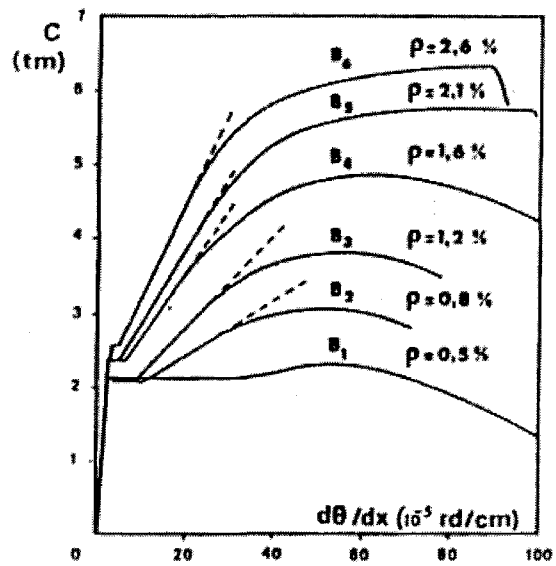


Figure 7 : Courbes C-w en torsion pure des poutres en bétons armés avec différents pourcentages d'armature (Hsu, 1968)

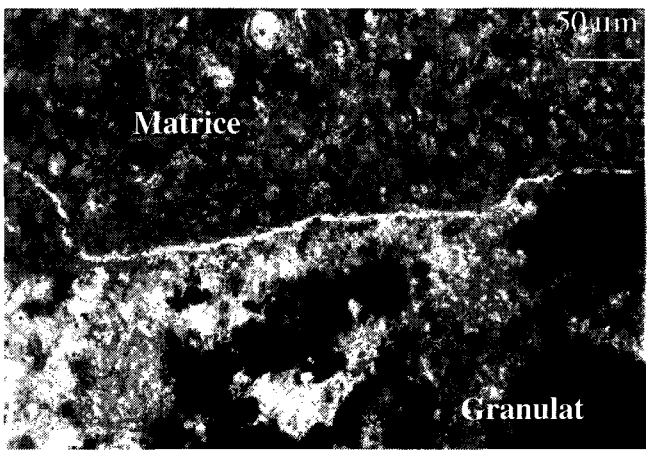
On peut noter la similitude entre les courbes de comportement de la structure en béton armé et de cylindre plein (partie linéaire, augmentation des rotations unitaires et changement de pente dans la dernière phase). On peut penser que le noyau joue un rôle similaire à celui des armatures dans le comportement des cylindres en torsion. Lors de la fissuration, le noyau du cylindre stabiliserait la propagation de la fissuration.

La technique du suivi d'évènements acoustiques nous a permis de mettre en évidence une activité de la microfissuration au cours du chargement. Nous avons constaté également l'apparition d'un palier correspondant à une intensification de cette activité de la microfissuration. Nous notons aussi une similitude entre les courbes de comportement des cylindres en béton armé et les courbes de comportement global des cylindres pleins. On peut supposer qu'à partir d'un niveau de chargement en torsion le cylindre plein se fissure en périphérie. Le noyau du cylindre plein joue un rôle équivalent aux armatures et stabilise le comportement en évitant la rupture fragile de la structure (phénomène que l'on rencontre avec l'utilisation des cylindres creux).

1.4 Observation de la fissuration

1.4.1 Observation optique de la fissuration des bétons en torsion

Les observations des lames minces au microscope optique mettent en évidence l'existence d'une microfissuration au niveau de l'interface pâte/granulat induite par le chargement de torsion. La quantification de cette microfissuration est délicate. Le matériau étant très sensible à la dessiccation en surface, l'analyse ne peut être que quantitative, il s'agit d'une comparaison entre matériau vierge et matériau sollicité en torsion compression. Les photos (figures 8 et 9) montrent qu'après le seuil de fissuration, il y a fissuration dans l'interface pâte/granulat.



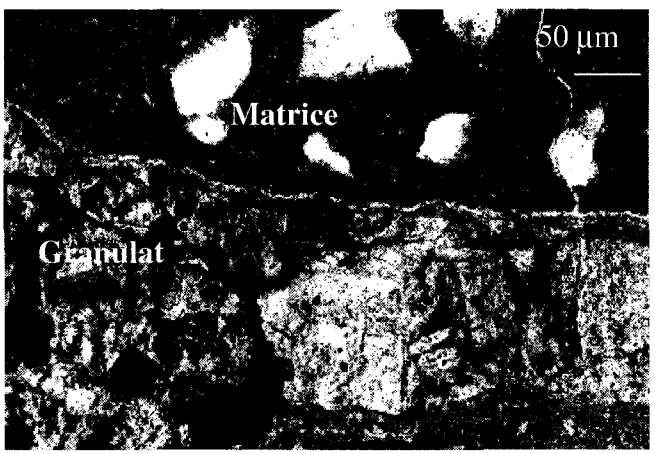
Torsion pure

Niveau de chargement
C=310 N.m

C fissuration =260 N.m

C rupture =360 N.m

Figure 8 : Photo de la fissuration dans l'interface pâte/granulat, essai de torsion pure, béton Bo



Torsion compression
σ= 35 MPa

Niveau de chargement
C=900 N.m

C fissuration=560 N.m

C rupture=1000 N.m

Figure 9 : Photo de la fissuration dans l'interface pâte/granulat, essai de torsion compression, béton Bo

1.4.2 Tube de Plexiglas, propagation de la fissuration dans le noyau

Dans ce paragraphe, nous tentons de mettre en évidence l'apparition de la fissure en périphérie du corps d'épreuve et de compléter les observations concernant le mode de propagation de la fissure en torsion. L'utilisation d'un matériau transparent permet l'observation de la création et de la croissance des fissures dans le corps du cylindre.

Les premières observations confirment que la fissure apparaît bien en périphérie et se propage ensuite dans le centre du cylindre. Le faciès de rupture est plat prés de l'extrémité ce qui est caractéristique d'une propagation de la fissure en mode I (mode d'ouverture). Nous avons observé que le faciès de rupture à l'intérieur du cylindre est plus perturbé, le mode de propagation n'est plus le mode I pur mais un mode mixte.
Lors d'un essai de torsion pure, nous avons arrêté l'essai juste après l'amorçage des fissures et avant la rupture complète du cylindre plein. L'observation de l'échantillon montre qu'il y a apparition de plusieurs fissures parallèles inclinées à 45°. Ces fissures apparaissent en périphérie du corps d'épreuve et progressent ensuite dans le noyau du cylindre. La propagation de la fissure dans le centre du cylindre se fait par la création de petites « ailettes » parallèles. Ce mode de propagation est caractéristique d'un mode anti-plan, le mode III (Knauss 1970).

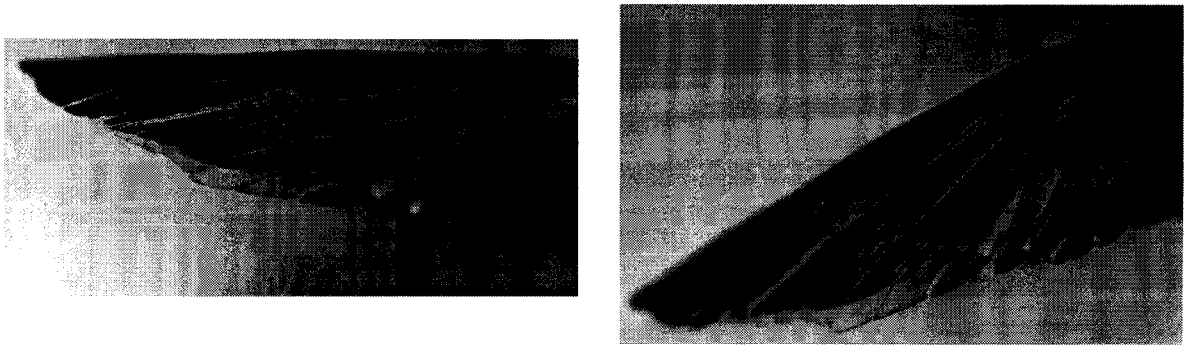


Figure 10 : Propagation d'une fissure dans le noyau d'un cylindre de plexiglas soumis a de la torsion pure



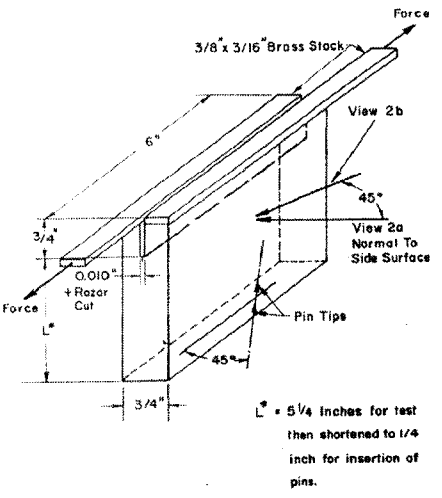


Figure 11 : Photos des fissures d'extension et dispositif expérimental, observation de la propagation des fissures en cisaillement antiplan dans le plexiglass CR39 (Knauss 1970)

1.5 Schématisation du comportement d'un cylindre plein

L'ensemble de ces résultats montre qu'il existe un seuil particulier qui correspond à une importante activité de la microfissuration. Ce seuil particulier correspond à un accroissement de l'activité des évènements acoustiques et à une augmentation intense des rotations unitaires globales (figure 5). Ce phénomène peut s'expliquer par une dégradation en périphérie du corps d'épreuve réduisant le noyau porteur (sain) de la structure. Afin d'étayer cette interprétation, nous avons schématisé très simplement le comportement pour mettre en évidence les phénomènes intervenant au cours de ces trois phases. Cette schématisation se base sur une hypothèse très simple : à partir d'un certain niveau de couple de torsion (Cr) le matériau subit une détérioration (apparition d'une fissuration) qui réduit l'inertie du matériau sain (inertie « résistante » du matériau).

On fait donc les hypothèses suivantes :

- la dégradation du matériau apparaît en périphérie de l'éprouvette et réduit le noyau sain,
- la zone dégradée ne résiste plus au sollicitations mécaniques.

Phase élastique (C<Cr)

$$C = G\frac{d\theta}{dz} Io = GwIo$$

$$Io = \frac{\pi R^4}{2}$$ Inertie polaire du cylindre plein

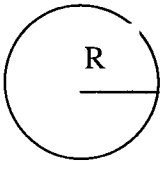


Figure 12 : Cylindre plein sain

Après l'apparition de la fissuration du cylindre (C>Cr), on considère que le cylindre est détérioré en périphérie nous avons donc une diminution de l'inertie polaire résistante du matériau.

Inertie polaire du matériau dégradé :

$$I\tilde{o} = \frac{\pi R'^4}{2} \qquad \text{Avec} \quad R' = R - \Delta R$$

$$I\tilde{o} = Io\left[1 - \frac{\Delta R}{R}\right]^4$$

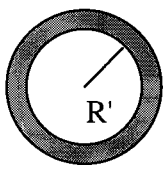


Figure 13 : Cylindre dégradé

Le terme $\left[1 - \frac{\Delta R}{R}\right]^4$, qui intervient sur l'inertie polaire, représente la dégradation du matériau soumis à un couple de torsion. ΔR correspond à la zone fissurée en périphérie. Nous ne prenons pas en compte les zones de concentration de contrainte dans le cylindre, et nous faisons l'hypothèse simplificatrice qu'après dégradation le noyau résistant reste un cylindre.

Le module d'élasticité G est pris constant.

On peut déterminer, pour chaque incrément de couple de torsion, la rotation unitaire w.

C<Cr $\qquad \boxed{w = \frac{C}{Io \cdot G}}$

C≥Cr $\qquad \boxed{w = \frac{C}{I\tilde{o} \cdot G}}$

avec $I\tilde{o} = Io\left[1 - \frac{\Delta R}{R}\right]^4$

ΔR est un paramètre déterminé pour chaque essai par calage sur le palier ou sur la modification de la pente.

$\frac{\Delta R}{R} = 0$: matériau sain

1.5.1 Courbes C-w calculées

Les premiers résultats (figure 14) montrent que ce modèle analytique permet, avec la même valeur de ΔR, de rendre compte des deux phénomènes suivants : modification de la pente des courbes des déformations globales et augmentation sensible des rotations unitaires.

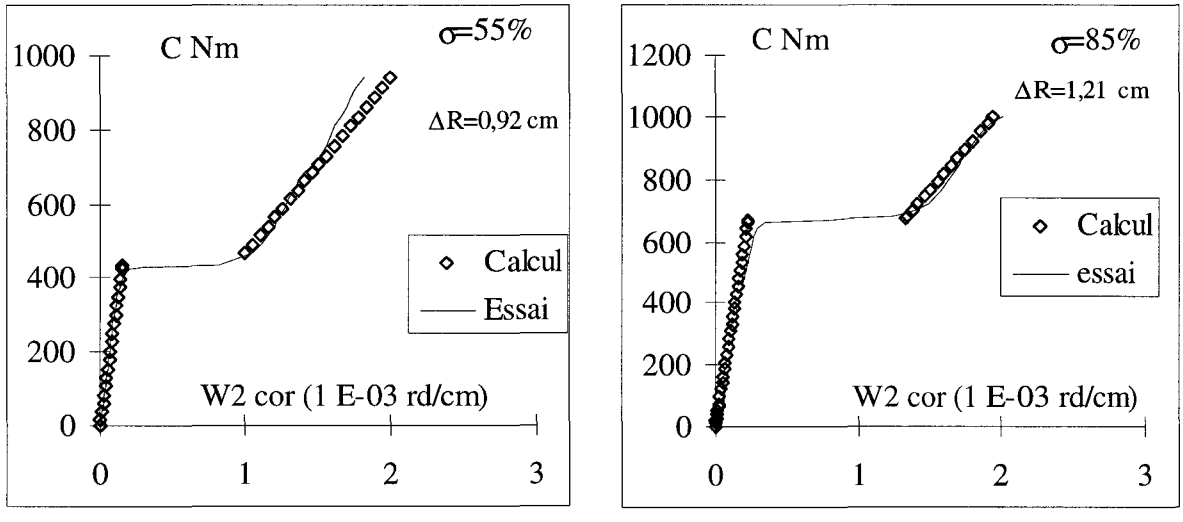


Figure 14 : Comparaison schéma-expérience, essai de torsion compression avec une contrainte axiale de 55 % fc28 et 85%de fc28.Béton Bo

La variation de pente après fissuration est clairement associée à la réduction de l'inertie polaire. Nous avons gardé pour ces comparaisons le module de cisaillement G constant ; en effet des essais de torsion avec cycles de chargement déchargement ont montré qu'il n'y avait pas de modification notable de ce module. On peut donc penser que le noyau du cylindre plein n'est pas dégradé (ou très peu) au cours de la première partie de l'essai (C<Cr).
De même, on peut interpréter le palier (augmentation des rotations unitaires) comme la réponse mécanique du cylindre plein à une fissuration apparue en périphérie de l'éprouvette. Ceci confirme l'hypothèse, d'un seuil de fissuration délimitant le domaine de service, faite au début de l'étude.

1.5.2 Remarques

Ce phénomène de réduction du rayon du matériau sain peut expliquer le mode de rupture très rapide lors des essais de torsion compression avec contraintes axiales élevées (75% 85% de fc28). En effet, la réduction de rayon réduit la surface du matériau résistant à la compression simple. Comme la charge est maintenue constante (cas d'un chargement séquentiel), on se

trouve alors au-delà de la résistance à la compression simple. Ce point peut être confirmé par l'étude de Khaloo et Ahmad (1988). Dans cette étude les auteurs ont utilisé un mode de chargement différent qui consistait à appliquer la contrainte de torsion avant la compression. Ils ont observé, avec l'augmentation du niveau de cisaillement, une réduction de la contrainte au pic par rapport à la résistance à la compression simple, ainsi qu'une augmentation de la déformation correspondante. Cette réduction de la capacité portante du cylindre peut très bien être interprétée comme la réduction du noyau porteur du cylindre par la dégradation due à la torsion.

L'essai de torsion pure montre que la fissuration se produit à un niveau de contrainte proche de la rupture du cylindre. Cette observation met en évidence l'influence du noyau du cylindre sur la fissuration sous sollicitation de torsion et de compression combinée. Le noyau du cylindre en compression développe des contraintes longitudinales de compression qui semblent stabiliser la propagation de la fissure. Ces contraintes sont pratiquement inexistantes lors de l'essai de torsion pure, la fissuration se développe alors de façon instable, ce qui produit une rupture à un niveau de contrainte proche du niveau critique de fissuration. La fragilité des BHP et BTHP accentue ce phénomène (pour les Bo, la fissuration apparaît à 70% de la contrainte à la rupture ; pour les BHP et BTHP celle ci apparaît à 80-90%)

1.6 Evolution des contraintes tangentielles dans le cylindre plein

Ce type de sollicitation engendre un champ de contrainte non-uniforme, la contrainte est maximale au rayon maximal (en périphérie de l'éprouvette). Après fissuration cette contrainte maximale se déplace vers l'intérieur du cylindre ; une schématisation de l'évolution de la contrainte tangentielle est présentée figure 15.

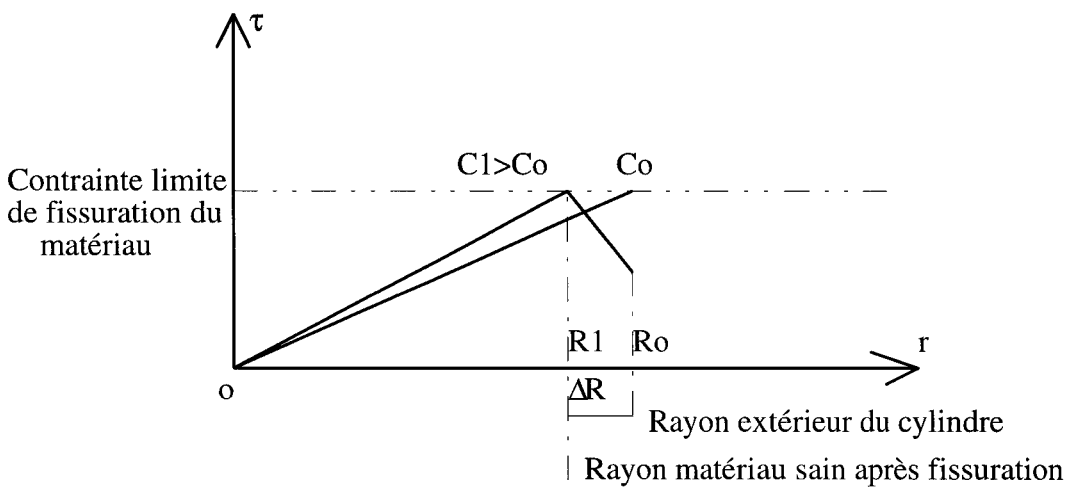


Figure 15 : Distribution de la contrainte de cisaillement le long du rayon dans un cylindre plein à l'état initial (o) et fissuré (1)

Il est difficile de déterminer la capacité de la zone détériorée à résister au couple de torsion. Cette notion de réduction de noyau porteur (matériau non dégradé) explique la différence entre les contraintes ultimes des cylindres pleins et celles des cylindres creux. Pour un cylindre plein ΔR varie de 0 à Re ; dans le cas d'un cylindre creux ΔR varie de 0 à Re-Ri et la rupture après fissuration survient plus rapidement.

Remarque
Dans le cas de nos essais sur cylindre creux, l'effet de structure est inévitable ; on retrouve le même problème que lors des essais sur cylindre plein. Après fissuration il y a réduction du noyau porteur et concentration de contrainte dans certaines zones de l'éprouvette. En torsion pure on peut penser que la rupture et la fissuration apparaissent au même instant.

On peut donc conclure que le comportement du cylindre plein en torsion se décompose en deux grandes parties : l'une représentant le comportement du matériau et définissant le domaine de service ; l'autre étant plus en liaison avec un comportement de structure (en l'occurrence le comportement du cylindre plein fissuré).

2 Détermination de la fissuration. Méthodologie

Nous pouvons faire les quelques constats expérimentaux suivants :

- la zone la plus sensible à la microfissuration se situe en périphérie de l'éprouvette zone de contrainte maximale. Certains essais ont montré une fissuration en périphérie perturbant les jauges, celles ci prennent alors le rôle de jauges de rupture.
- les jauges permettent de détecter l'apparition de la fissuration

Pour déterminer la contrainte tangentielle d'apparition de fissure, nous avons fait l'hypothèse que les déformations locales étaient sensibles à l'apparition des fissures en périphérie de l'éprouvette (fissuration localisée) et que la mesure globale était sensible aussi à la fissuration globale de l'éprouvette.
La représentation (figure 16) des données dans le repère $\gamma_1 - \gamma_2$ (distorsions locales – distorsion globales) permet de déterminer, grâce à la perte d'homogénéité de la réponse, l'apparition de la fissuration (point A). L'interprétation de la perte d'homogénéité comme une apparition de fissuration est confortée par l'essai de torsion compression (contrainte axiale de compression de 55% de fc28) avec émission acoustique. En effet, le point de perte d'homogénéité de la réponse (figure 16) correspond à une augmentation intense du nombre d'événements acoustiques (indicateur de l'activité de la fissuration).

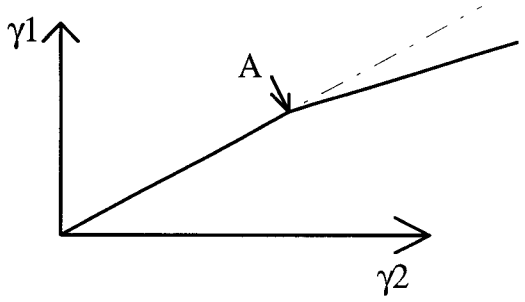


Figure 16 : Repère $\gamma_1 - \gamma_2$, Détection de la perte d'homogénéité des déformations, (γ1 distorsions locales, γ2 distorsions globales)

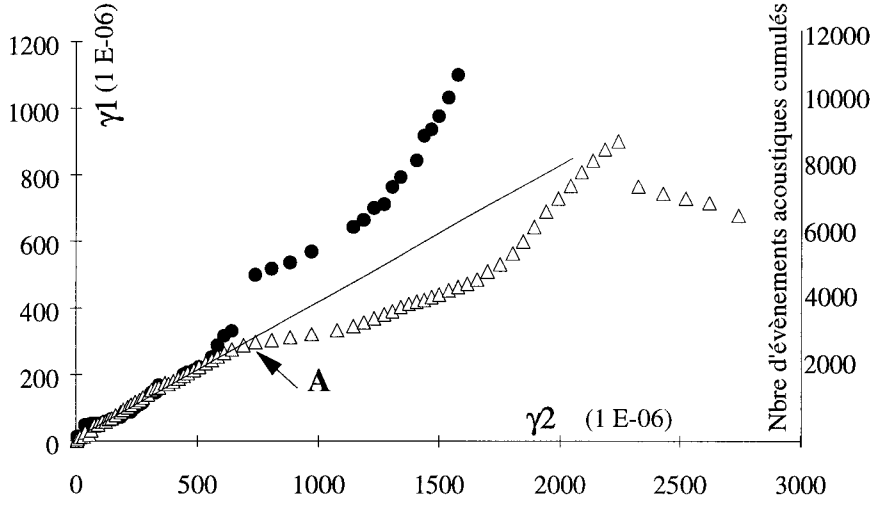


Figure 17 : Essai de torsion - compression (σ=55%fc28) dans le repère γ1 - γ2, avec dispositif d'émissions acoustiques

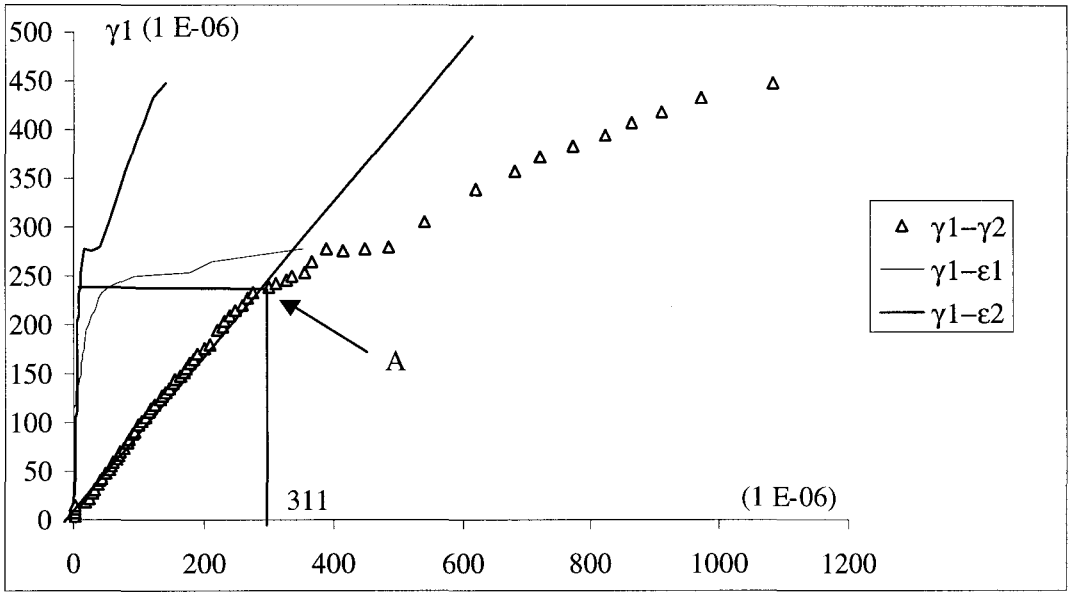
Remarques

Cette technique expérimentale s'apparente à l'idée d'une perte d'homogénéité des déformations telle qu'elle a été utilisée par de nombreux auteurs à propos d'études expérimentales sur la localisation des déformations dans les roches (Santarrelli 1990, Ord 1991 Viggiani 1993 Haied 1995). Dans ces études, le critère de localisation des déformations était la perte d'homogénéité du champ de déformation. Nous nous sommes inspirés de cette méthode, en considérant que la perte d'homogénéité entre déformations locales et globales correspondait à l'apparition d'une fissure (localisation des microfissures).

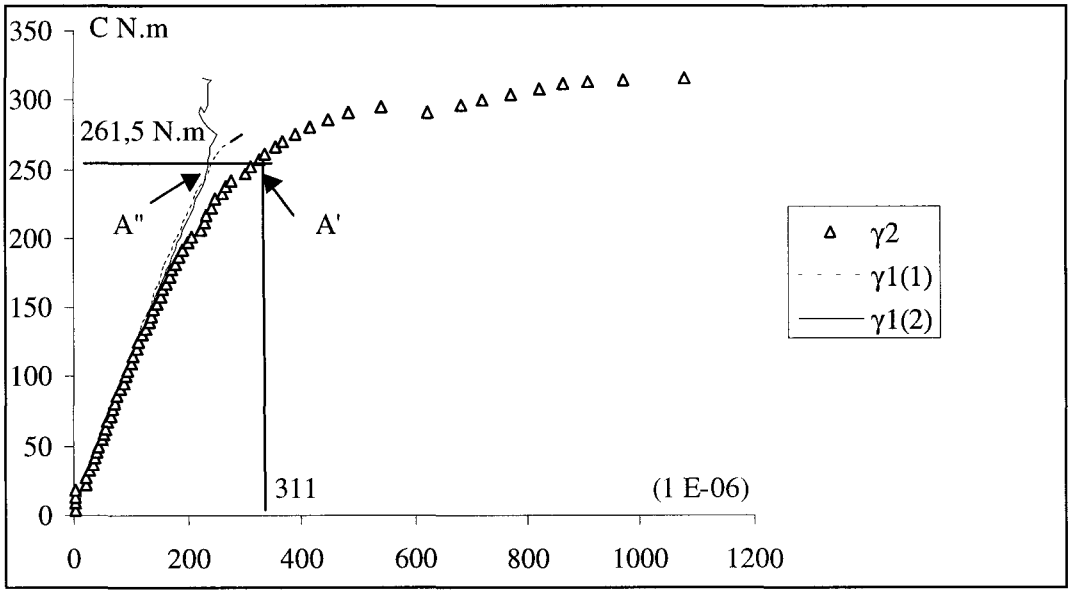
Rappelons que le capteur global ne mesure pas seulement la distorsion de l'échantillon, mais aussi celle de l'ensemble du dispositif expérimental. Nous considérons que la réponse de l'ensemble du dispositif est régit par une loi élastique linéaire.

2.1 Résultats expérimentaux, essai de torsion pure

Pour présenter les résultats des essais, nous regrouperons les courbes $\gamma_1-\gamma_2$ (distorsions locales-distorsions globales) avec les courbes $\gamma_1-\varepsilon_1$ (distorsions locales-déformations longitudinales) et $\gamma_1-\varepsilon_2$ (distorsions locales-déformations transversales)



(a) courbes $\gamma_1-\varepsilon_1$ $\gamma_1-\varepsilon_2$, $\gamma_1-\gamma_2$



(b) courbes $C-\gamma_1$, $C-\gamma_2$, *γ1(1) et γ1(2) deux jauges diamétralement opposées*

Figure 18 : Essai de torsion pure Courbes (a) et (b)

La représentation de l'essai de torsion pure dans le repère ($\gamma_1 - \gamma_2$) permet de visualiser deux parties distinctes (figure 18) : une partie linéaire [0-A] et une partie [A-R] allant jusqu'à la rupture de l'échantillon.
Le report du point A sur la courbe ($\gamma_1 - \varepsilon_2$) et ($\gamma_1 - \varepsilon_1$) montre qu'au-dessous de ce point (dans la phase [O-A]), il y a apparition de faibles déformations transversales et longitudinales.
Au-delà de ce point, dans la phase [A-R]) il y a une augmentation plus importante de ces déformations (phénomène très visible sur ($\gamma_1 - \varepsilon_1$)).
La présence de ces déformations n'est pas conforme à la théorie de l'élasticité linéaire selon laquelle les déformations transversales (ε_2) ainsi que les déformations longitudinales sont nulles dans le cas de sollicitations de cisaillement pur. Ce phénomène a été observé dans les travaux de Bosc sur cylindre plein (Bosc, 1984). A partir de ce niveau de contrainte et de déformation nous ne sommes plus dans le cas de l'élasticité linéaire. Nous pouvons interpréter ce phénomène comme l'apparition de fissures au niveau de la périphérie de l'échantillon (zone de contrainte maximale).
La figure 18(b) montre le report du point A sur la courbe de comportement globale (C-γ2) ainsi que sur la courbe de comportement du matériau (C-γ1) (respectivement notés A' et A").
On remarque que le point A" correspond très précisément à des perturbations de plusieurs jauges, certaines étant même détruites ; ceci corrobore encore l'hypothèse de l'apparition d'une fissure en périphérie de l'éprouvette. C'est à ce niveau que l'on peut déterminer le couple d'apparition de la fissuration (C_s). Cette valeur de couple peut se définir comme la borne supérieure délimitant le domaine de service, et il est remarquable qu'il soit strictement compris à l'intérieur du domaine de rupture macroscopique.

On peut utiliser une méthode plus proche de celle utilisée par Santarrelli (1990), en comparant les distorsions mesurées par les deux rosettes diamétralement opposées (figure 19).
Cette représentation donne des résultats de contraintes d'apparition de fissure proches (voire identiques), mais le dispositif expérimental n'utilise que deux rosettes d'extensométrie. De plus la jauge n'est sensible à la dégradation du matériau que si la fissure apparaît à proximité de celle ci. Le capteur donnant une mesure globale est lui sensible à toute la fissuration diffuse ou localisée proche des jauges ou non.

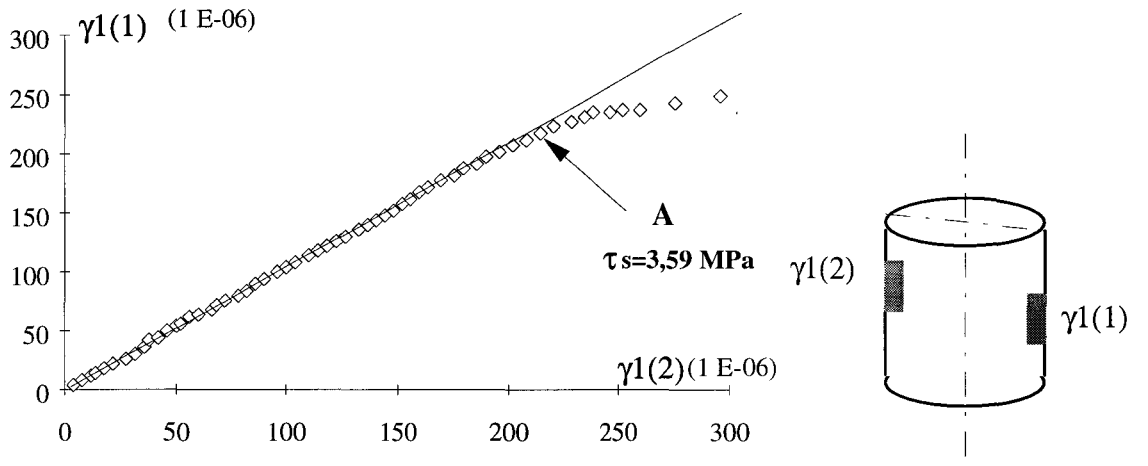
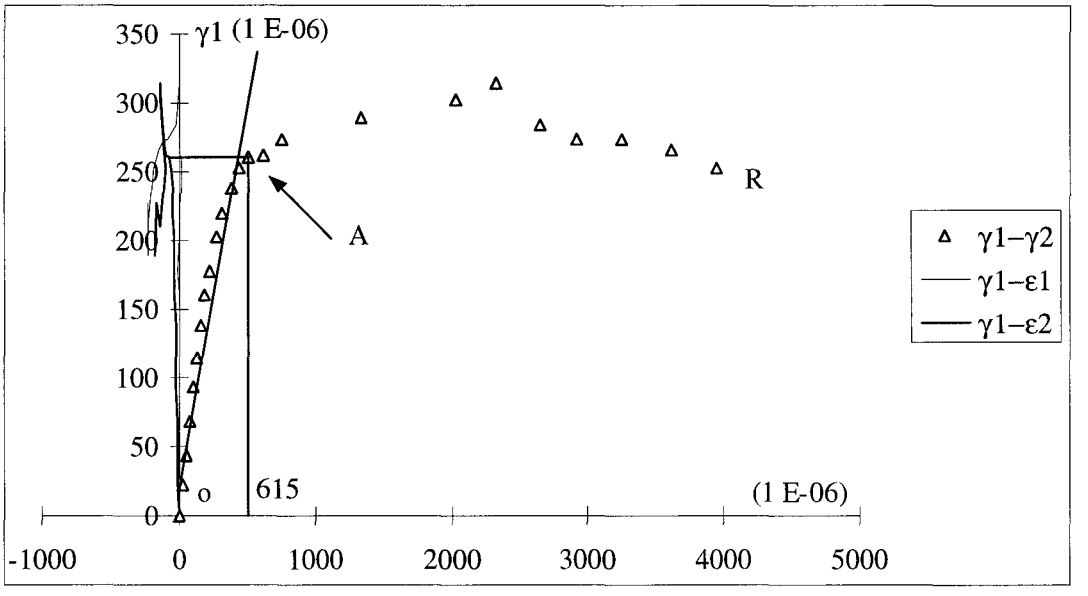
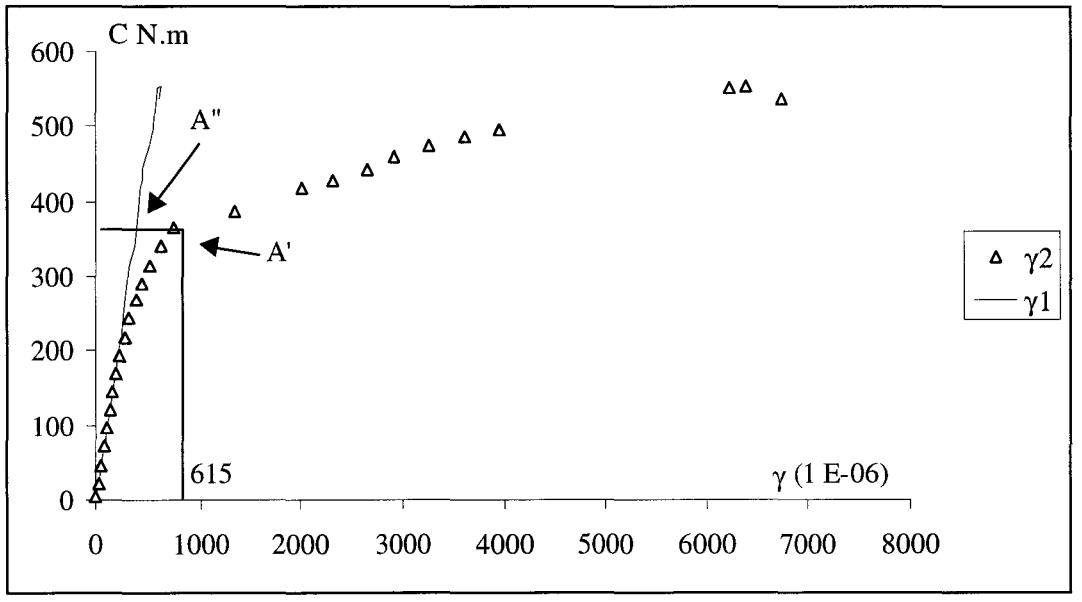


Figure 19 : représentation γ1(1) - γ1(2)

2.2 Résultats expérimentaux, torsion compression



(a) courbes $\gamma_1 - \varepsilon_1$ $\gamma_1 - \varepsilon_2$, $\gamma_1 - \gamma_2$



(b) courbes $C-\gamma_1, C-\gamma_2$

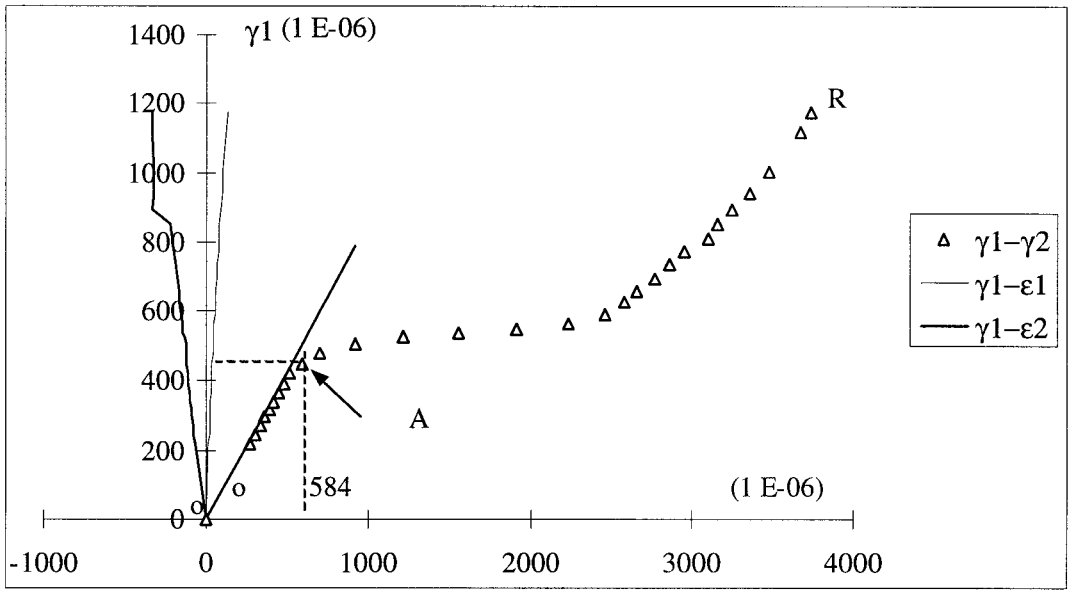
Figure 20 : Essai de torsion compression (compression de 20%fc28), Courbes (a) et (b)

Dans le cas de la torsion-compression, on retrouve le point A correspondant à la perte d'homogénéité de la réponse mécanique.

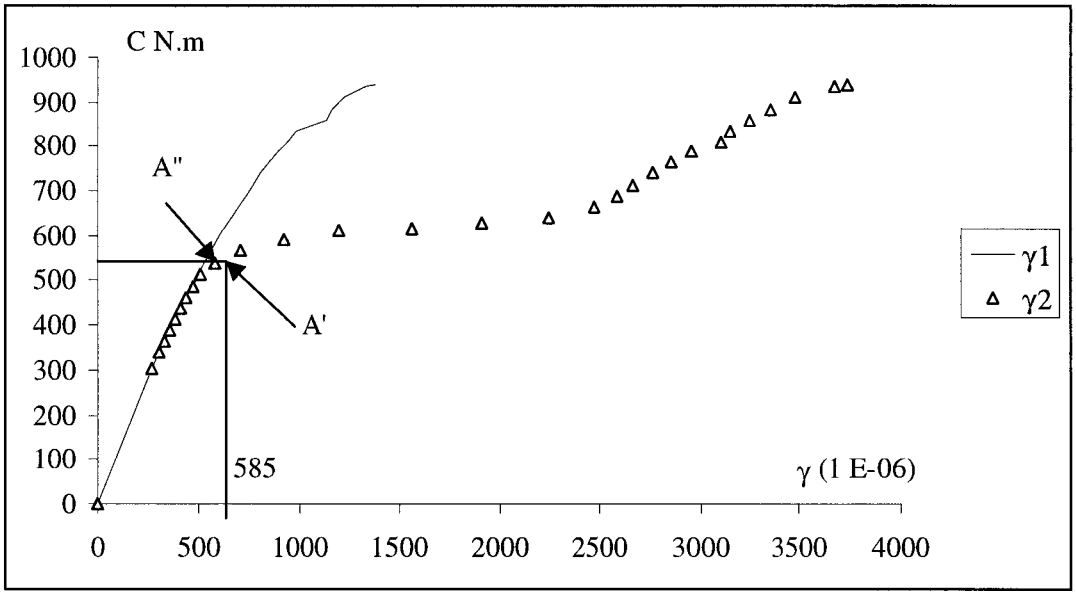
L'examen des courbes $\gamma_1-\varepsilon_1$ et $\gamma_1-\varepsilon_2$ (figure 20(a)) montre qu'il y a une anisotropie du comportement du béton sous sollicitations de torsion-compression. On peut observer sur la figure 20(a) qu'à partir de $\gamma_1 =$ 175 µm/m, il y a apparition de légères déformations longitudinales (correspondant sûrement à l'apparition d'une microfissuration), puis à une brusque accélération. Ce point d'intensification de la déformation correspond au point A associé à la fissuration.

Les reports du point A sur la courbe de comportement globale ($C-\gamma_2$)ainsi que sur la courbe de comportement du matériau ($C-\gamma_1$), respectivement A' et A" (figure 20(b)) permettent de déterminer le couple d'apparition de la fissuration (C_s). Cette valeur de couple correspond à une légère perte de linéarité de la courbe $C-\gamma_1$ et à une augmentation intense des distorsions globales.

Cette même démarche a été appliquée aux essais à 55% de fc28 (figure 21) et 85% de fc28 (figure 22).

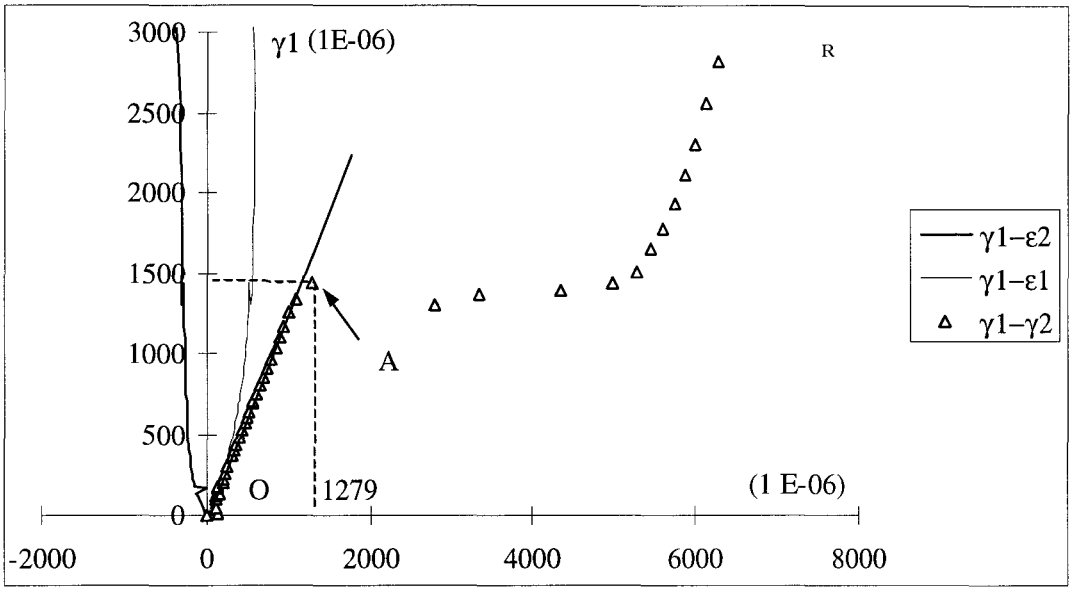


(a) courbes $\gamma_1 - \varepsilon_1$ $\gamma_1 - \varepsilon_2$, $\gamma_1 - \gamma_2$

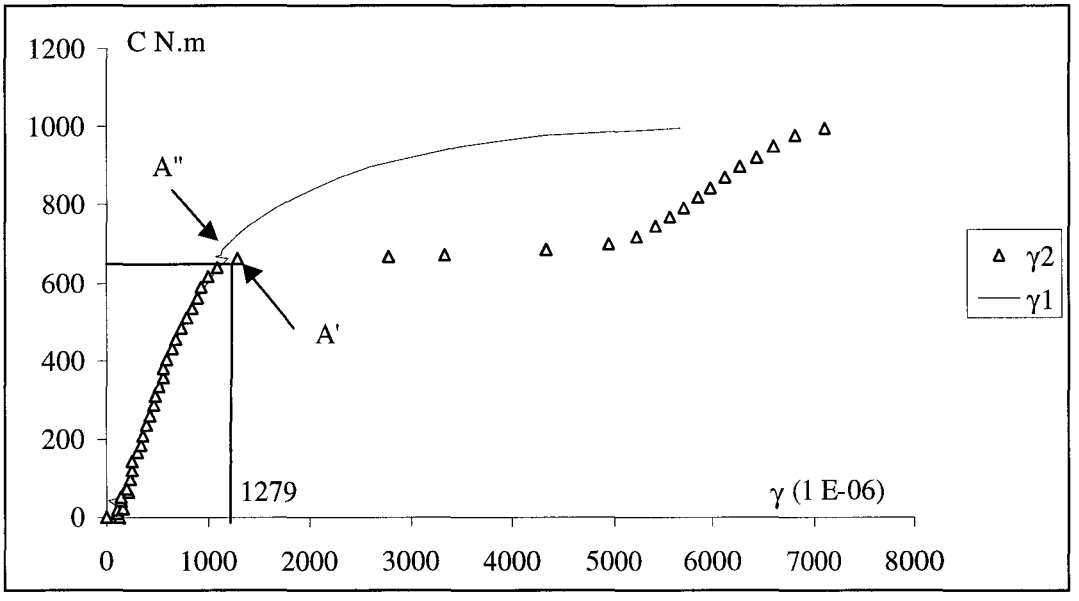


(b) courbes $C - \gamma_1$, $C - \gamma_2$

Figure 21 : Essai de torsion compression (compression de 55%fc28) Courbes (a) et (b)



(a) courbes $\gamma_1 - \varepsilon_1$ $\gamma_1 - \varepsilon_2$, $\gamma_1 - \gamma_2$



(b) courbes $C - \gamma_1$, $C - \gamma_2$

Figure 22 : Essai de torsion compression (compression de 85%fc28), Courbes (a) et (b)

2.3 Conclusion

Cette partie a été consacrée au dépouillement de nos essais de torsion compression sur cylindre plein. L'essai présente une non-uniformité du champ de contrainte. Malgré une mesure des contraintes et des déformations en un point, cet essai est limité par l'apparition de la localisation (dans notre cas de la fissuration en périphérie de l'éprouvette). Une représentation de nos données dans le repère ($\gamma 1$-$\gamma 2$), permet de déterminer cette contrainte de fissuration, la technique de l'émission acoustique ayant permis de corroborer les résultats.
Avec ces repères, nous pouvons déterminer grâce aux essais de torsion compression sur cylindre plein deux valeurs de couples significatifs (Gotuwka & al, 1999):

- Un couple déterminant la borne supérieure du domaine de service. Cette borne délimite sur nos courbes de comportement la partie représentative du matériau.

- Un couple de rupture de cylindre plein. Cette partie de la courbe de comportement n'a d'intérêt que si on s'intéresse au comportement d'une structure (intérêt pour la validation des modèles par exemple) ou aux mécanismes de dégradation sous sollicitations complexes.

2.4 Résultats Expérimentaux

La méthode de détermination du couple de fissuration a été appliquée au différents essais de torsion pure et de torsion compression présentés chapitre III. Les courbes permettant la détermination du seuil de perte d'homogénéité des réponses sont présentées en annexe III.

2.4.1 Couples de torsion au seuil de fissuration

Les seuils de fissuration sont présentés sur la figure 23. La capacité de résistance au cisaillement augmente avec l'application préalable de la contrainte de compression, on retrouve là le même phénomène que celui observé avec les seuils de rupture et de linéarité. Signalons également, qu'à niveau de compression identique, la résistance au cisaillement augmente avec la résistance à la compression de nos bétons.

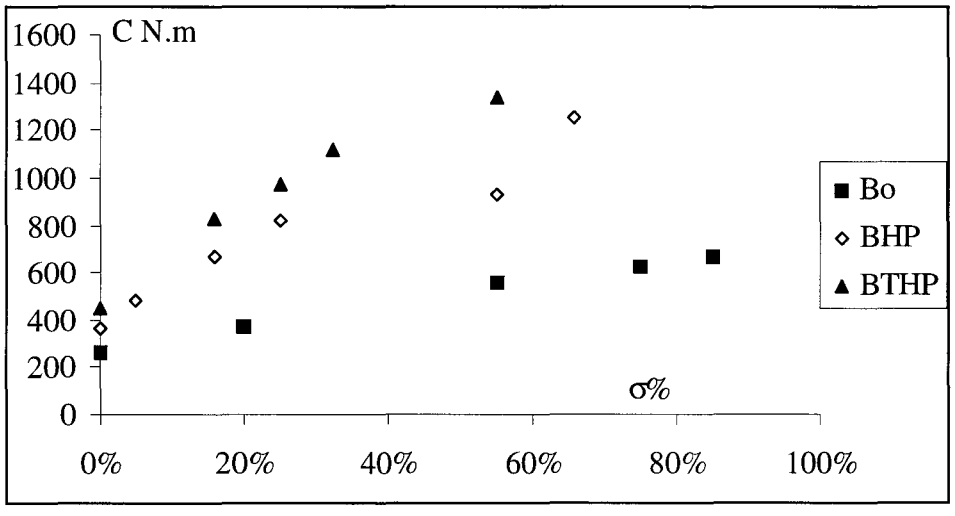


Figure 23 : Couple au seuil de fissuration. Bétons Bo, BHP et BTHP

2.4.2 Contraintes principales au seuil de fissuration

Pour chaque essai nous avons estimé l'état de contraintes au seuil de fissuration. Les résultats présentés sur la figure 24 sont comparés avec les données de Mc Henry et Karni (1958). Notons le bon accord entre nos résultats et ceux des bétons de résistance 35 et 46 MPa. On retrouve sur cette courbe l'aspect concave déjà observé sur le seuil d'élasticité (chapitre III, figure 20). Il ne semble pas y avoir de différence importante entre les résultats des trois bétons, seule la courbe du Bo semble montrer un aspect légèrement plus concave.

Une comparaison des contraintes tangentielles au seuil de fissuration avec des contraintes de rupture de cylindres creux (résultats de Bresler et Pister (1958), Goode & al (1965), Ghabrial (1980) et Khaloo et Ahmad (1988)) est présentée en annexe III. Nos résultats expérimentaux normalisés sont en accord avec les données de la littérature, cependant on peut noter que globalement nos valeurs sont légèrement inférieures.

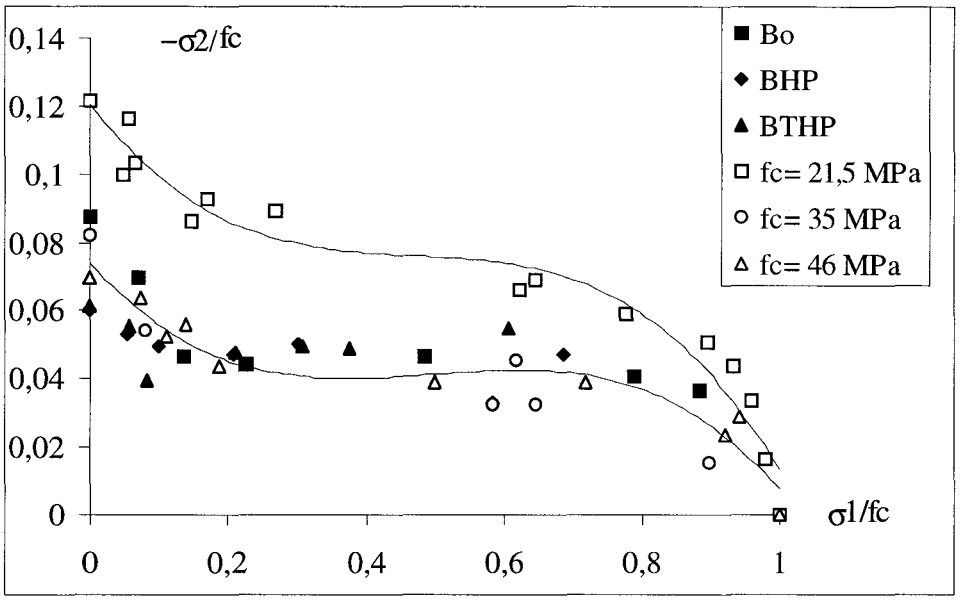


Figure 24 : Contraintes au seuil de fissuration dans le plan σ1–σ2, Béton Bo, BHP et BTHP, comparaison avec les résultats de McHenry et Karni (1958).

2.4.3 Distorsion au seuil de fissuration

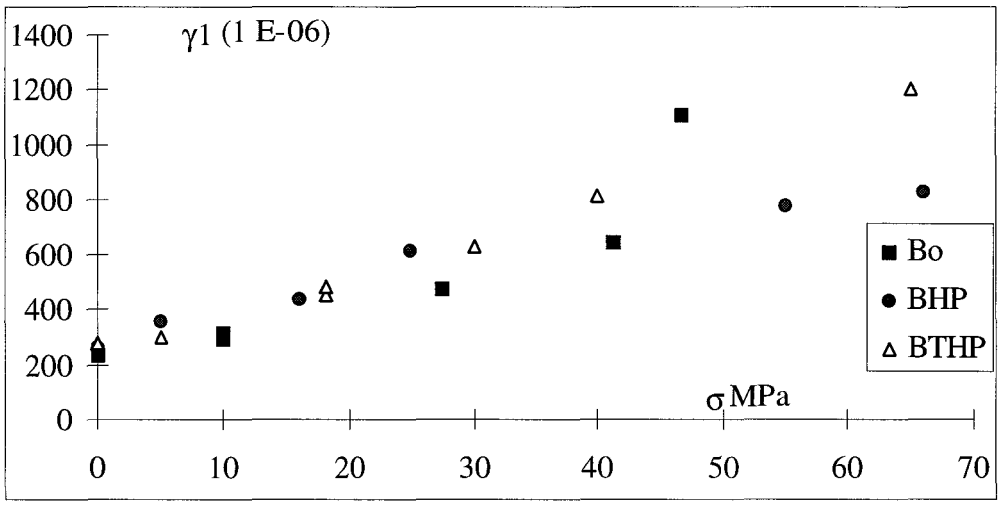


Figure 25 : Distorsion au seuil de fissuration, essais de torsion pure et de torsion compression

La figure 25 montre l'évolution des distorsions au seuil de fissuration. Les relations distorsions-compression semblent linéaires. On peut cependant restreindre cette observation au domaine des faibles niveaux de compression (<60% de fc28). Au delà d'un niveau de compression, la dégradation préalable du matériau semble avoir une influence notable sur ce seuil et perturbe l'analyse.

On peut établir les relations entre distorsion et contraintes de compression suivantes :
Pour σ<60% de fc28

Bo :	γ=9,77 σ +210	(µm/m)	r^2=0,96
BHP :	γ=13,78 σ + 268	(µm/m)	r^2=0,96
BTHP :	γ=14,52 σ +231	(µm/m)	r^2=0,99

Signalons qu'il y a peu d'influence de la résistance à la compression sur le seuil de distorsion. On peut observer une légère augmentation de la pente pour les BHP et les BTHP et par conséquent une sensible augmentation de la capacité de distorsion des bétons avec le gain de résistance à la compression.

3. Comparaison résultats expérimentaux et critères

Dans la partie précédente, nous avons déterminé une borne inférieure de résistance, via le seuil de fissuration, du béton sous sollicitation de torsion pure et de torsion compression. L'objectif de cette dernière partie est de confronter nos données expérimentales à des critères de résistance. Nous avons choisi, pour cette comparaison, deux critères : le critère de fissuration du béton sous contraintes normales et de cisaillement du BPEL 91, et le critère à cinq paramètres de Willam-Warnke (1975).

L'objectif de la comparaison avec le critère à cinq paramètres est de valider l'hypothèse de la borne inférieure de résistance du béton délimitée par le seuil de fissuration. Ce seuil doit être proche du seuil de ruine déterminé par un critère de rupture propre au matériau.
Le critère choisi doit être fonction des invariants du tenseur des contraintes et surtout de l'angle de lode (θ). Cette dépendance du critère à l'angle θ, lui permet de déterminer la limite de ruine pour une large gamme de sollicitation, comme par exemple la compression triaxiale et la torsion-compression (cas de chargement où l'angle de lode n'est plus constant).
Parmi les critères envisageables, nous avons choisi celui à cinq paramètres de Willam-Warnke (1975). Ce critère peut être considéré comme un critère type Drucker-Prager appliqué au béton dans le domaine des faibles confinements et fonction de l'angle de Lode θ. Il a déjà montré son efficacité pour la détermination de la ruine sous sollicitations multiaxiales (Torrenti 1987). La démarche suivie est donc de caler le critère à partir des essais classiques (compression simple traction simple et compression triaxiale), puis de vérifier sa pertinence pour un cas de chargement de torsion pure et de torsion-compression..

L'objectif de la comparaison avec le critère du code de calcul BPEL est purement réglementaire, nous voulons déterminer la validité de l'extrapolation de ce critère aux Bétons dont la résistance caractéristiques et supérieure à 80 MPa (Gotuwka & al, 1998).

3.1. Critère du BPEL

Le critère de résistance au cisaillement du BPEL est un critère empirique développé sur la base d'un grand nombre de résultats d'essai de torsion compression sur cylindre creux (Fouré, 1989). Ce critère, de forme très simple, est fonction de la résistance à la traction :

$$\frac{\tau}{fc} = m\sqrt{\left(1+\frac{2/3}{m}\left(\frac{\sigma}{fc}\right)\right)}$$

$$m = \frac{ft}{fc}$$

Les résultats dont nous disposons (cf chapitre 1) ne sont pas des résistances à la traction directe, mais des résultats de résistance à la traction déterminés par fendage et par flexion quatre points. La résistance à la traction est sensible au type d'essai utilisé. Il existe quelques relations permettant, en appliquant un coefficient réducteur aux résultats de fendage ou de flexion, d'estimer la résistance à la traction ;

$ft_j = 0{,}9 f_{fendage}$

$ft_j = 0{,}6 f_{flexion}$ Pour des éprouvettes 70x70 mm^2 et 100x100 mm^2

Le CEBTP (Fouré, 1989) propose un calcul de la résistance à la traction à partir des résultats de fendage et de flexion :

$$ft_j = \frac{1}{2}[0{,}6 f_{flexion} + 0{,}9 f_{fendage}]$$

Le règlement de calcul BAEL91 permet d'avoir une estimation de la résistance à la traction (chapitre I § 2.1).

Les résistances calculées avec les formules précédentes sont synthétisées dans le tableau 1, pour la suite de l'étude nous garderons la résistance déterminée avec la relation du CEBTP.

	Bo	BHP	BTHP
$f_{fendage}$	4,47	6,29	7,18
$f_{flexion}$	5,95	10,86	11,67
f_t (0,8* fendage)	3,58	5,03	5,74
f_t (0,6* flexion)	3,57	6,52	7,00
f_t CEBTP	3,80	6,09	6,73
ft (relation BAEL)	3,97	5,92	6,69

Tableau 1 : Résistances à la traction (MPa) des bétons Bo, BHP et BTHP

3.2. Critère de Willam Warnke

Le critère a cinq paramètres de Willam-Warnke (1975) est fonction de J_2, I_1 et de l'angle de Lode θ, ce qui permet de déterminer la limite de ruine du béton sous champ de contrainte

triaxial ou biaxial et permet de couvrir l'ensemble des domaines de sollicitation (traction-traction, traction-compression, compression-compression).

3.2.1. Expression du critère

Le critère s'écrit sous la forme (Chen et Han 1988, Bicanic et Pearce 1996) :

$$\phi(\rho,\sigma_m,\theta) = \rho - \rho_f(\sigma_m,\theta) = 0 \qquad \text{Avec} \quad \rho = \sqrt{2J_2}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{I_1}{3}\right)$$

θ : Angle de Lode

Il est explicité sous la forme d'un méridien de compression ρc (θ=60°) et un méridien de traction ρt (θ=0) tel que :

$$\sigma_m = a_0 + a_1\rho_t + a_2\rho_t^2 \qquad \text{Pour } \theta=0$$

$$\sigma_m = b_0 + b_1\rho_c + b_2\rho_c^2 \qquad \text{Pour } \theta=60°$$

où a_o,a_1,a_2,b_o,b_1 et b_2 sont des constantes du matériau déterminées à partir d'essais mécaniques (tableau 2) ;

$$\rho_t = \frac{-a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4a_2(a_0 - \sigma_m)}}{2a_2}$$

$$\rho_c = \frac{-b_1 - \sqrt{b_1^2 - 4b_2(b_0 - \sigma_m)}}{2b_2}$$

ρ_f est fonction du méridien de compression, du méridien de traction ainsi que de l'angle de lode, ρ_f s'écrit :

$$\rho_f(\sigma_m,\theta) = \frac{s(\sigma_m,\theta) + t(\sigma_m,\theta)}{v(\sigma_m,\theta)}$$

Avec

$$s(\sigma_m,\theta) = 2(\rho_c^3 - \rho_c\rho_t^2)\cos\theta$$

$$t(\sigma_m,\theta) = (2\rho_c\rho_t - \rho_c^2)\left[4(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos^2\theta + 5\rho_t^2 - 4\rho_t\rho_c\right]^{1/2}$$

$$v(\sigma_m,\theta) = 4(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos^2\theta + (\rho_c - 2\rho_t)^2$$

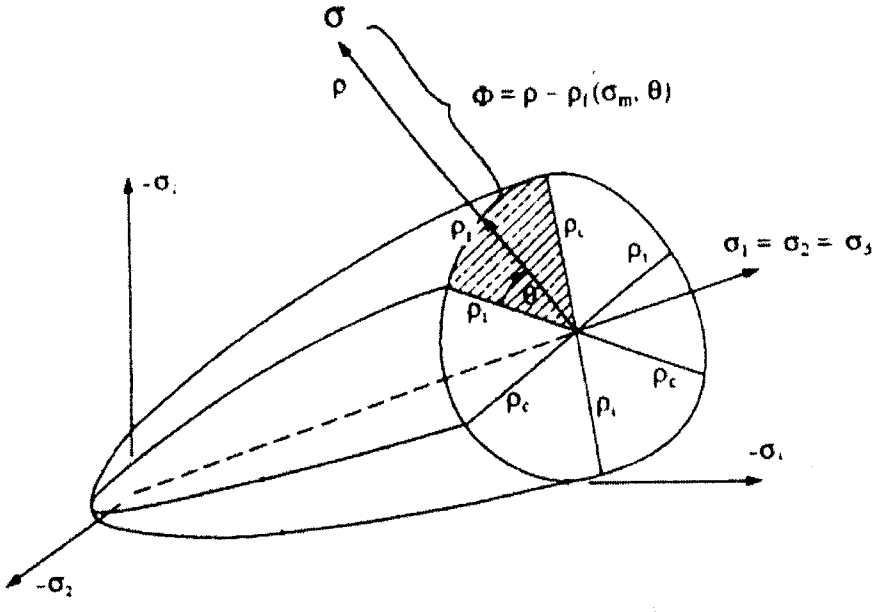


Figure 27 : Critère de rupture dans le plan des contraintes principales (Bicanic et Pearce 1996)

3.2.2. Paramètres du critère

L'inconvénient de ce modèle est le nombre important de paramètre. Leur détermination nécessite cinq essais présentés dans le tableau 2. Pour le calcul de ces paramètres nous avons repris une partie des résultats de Kupfer (1969), mais nous avons tenu compte de la réduction du gain de résistance à la traction pour les BHP. Les résistances à la traction intervenant dans le calcul des paramètres sont celles déterminées avec la relation du CEBTP (tableau 1).

	σm	ρ	θ°
Traction directe	$\frac{1}{3}ft$	$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}}ft$	0
Compression simple	$-\frac{1}{3}fc$	$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}}fc$	60
Compression biaxiale	$-\frac{2}{3}fbc$	$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}}fbc$	0
Compression confinée (méridien de traction)	σm1	ρ1	0
Compression confinée (méridien de compression)	σm2	ρ2	60

Tableau 2 : Différents essais pour le calage du critère de Willam Warnke (Bicanic et Pearce 1996)

Pour les calculs nous prendrons les valeurs suivantes (Kupfer & al 1969):

$f_{bc}=1,15\,f_c$:Résistance à la compression biaxiale

Paramètres σ_{m1} et ρ_1

$\sigma_{m1}=-3,9$ $\rho_1=3,461$

Les paramètres σ_{m2} et ρ_2 sont déterminés à partir des essais de compression triaxiale du chapitre II.

	Bo	BHP	BTHP
σ_{m2}	-1,818	-0,807	-0,755
ρ_2	2,040	1,488	1,440

Tableau 3 : Paramètres σ_{m2} et ρ_2 des bétons Bo, BHP et BTHP

Les cinq paramètres du modèle (a_0 étant égal à b_0) sont présentés tableau 4. Ce critère a été confronté aux résultats de compression triaxiale présentés chapitre II, les coefficients de corrélation étant indiqués tableau 4.

Bo			
ao	a1	a2	
0,065	-0,789	-0,103	r2
bo	b1	b2	0,997
0,065	-0,392	-0,117	

BHP			
ao	a1	a2	
0,057	-0,777	-0,106	r2
bo	b1	b2	0,998
0,057	-0,379	-0,121	

BTHP			
ao	a1	a2	
0,053	-0,772	-0,107	r2
bo	b1	b2	0,996
0,053	-0,373	-0,122	

Tableau 4 : Paramètres du critère de Willam Warnke, corrélation avec les essais de compression triaxiale

3.3. Résistance au cisaillement pur

Nous allons déterminer les limites de ruine obtenues avec le critère de BPEL et le critère de Willam Warnke dans le cas du cisaillement pur. Ce type de chargement produit un chargement biaxial ($\sigma_1=-\sigma_2=\tau$). Les invariants ($\sigma m, J_2, \theta$) prennent comme valeur (0, τ^2 ,30°). Le critère donne au méridien de cisaillement les valeurs suivantes.

Bo $\rho f(30°)=0,09772$
BHP $\rho f(30°)=0,08317$
BTHP $\rho f(30°)=0,07841$

Ce qui détermine, avec le critère, une résistance au cisaillement sensiblement égale à la résistance à la traction ftj. Pour $\sigma=0$ le critère du BPEL (comme d'autre critère tel que celui de Ahmad & al (1986)) limite la résistance au cisaillement à la résistance à la traction. Cependant si on se réfère aux résultats sur cube de Kupfer & al (1969), cette hypothèse donne une surestimation, en effet selon Kupfer la résistance au cisaillement pur serait légèrement inférieure à ftj (comprise entre 0,9 ftj et ftj).

Le tableau 5 présente une comparaison pour les trois bétons étudiés, des résistances au cisaillement déterminées à partir de l'essai de torsion pure avec les résistances à la traction. Les valeurs prises pour le calcul des contraintes sont les couples au seuil de fissuration. Les

couples à la rupture prennent en compte l'effet de noyau du cylindre, la formule de torsion élastique ne peut être alors appliquée. Nos résultats, présentés tableau 5, confirment que la résistance au cisaillement pur est légèrement inférieure à ftj. Notons aussi que le rapport résistance au cisaillement sur la résistance au fendage (donnée mécanique facilement accessible expérimentalement et présentant le moins de dispersion) reste pratiquement constant pour les trois bétons. Pour une gamme de béton allant de 55 à 120 MPa, la résistance à la fissuration en torsion pure représente environ 80% de la résistance déterminée par fendage

	Bo	BHP	BTHP
Torsion (seuil de fissuration)	3,70	5,22	6,10
ft (formule du CEBTP)	3,80	6,09	6,73
Rapport Torsion/ft	0,97	0,86	0,91
Rapport Torsion/f(fendage)	0,83	0,83	0,85

Tableau 5 : Comparaison entre la résistance au cisaillement (MPa) déterminée avec l'essai de torsion et la résistance à la traction

La figure 28 présente les différentes données disponibles dans la littérature, nos données expérimentales (déterminées à partir des couples de fissuration et de la formule d'élasticité linéaire) ainsi que le critère de résistance à la traction du règlement de calcul français.

$$ft = 0{,}6 + 0{,}06\,fcj \qquad fcj \leq 60 \text{ MPa}$$
$$ft = 0{,}275\,fc^{2/3} \qquad fcj > 60 \text{ MPa}$$

Les essais présentés ont été effectués sur cylindre creux (Bresler & Pister 1958, Goode & Helmy 1967, Tsuboi & Suenaga 1960, Yamada & Tada 1972).

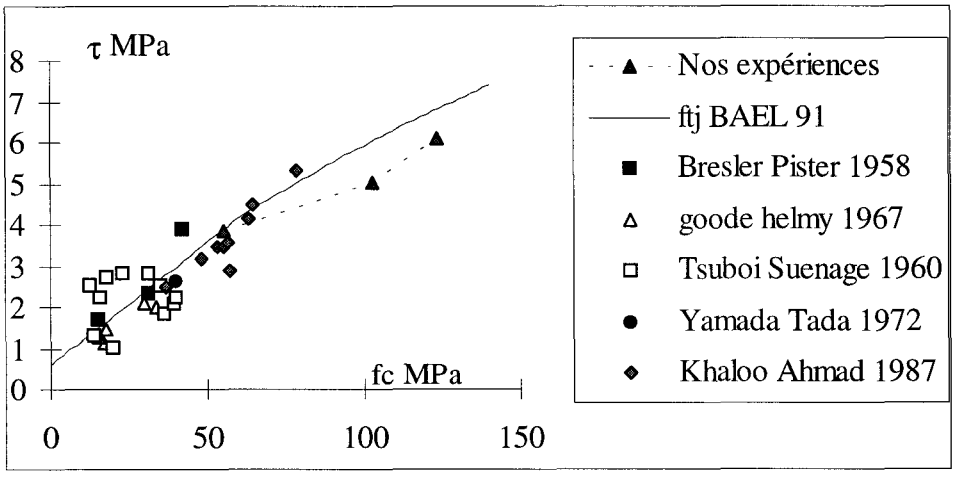


Figure 28 : Relation entre la résistance à la torsion et la résistance à la compression, comparaison avec les données de la littérature et le critère du BAEL 91

Il n'existe malheureusement pas beaucoup de données de résistance à la torsion pour la gamme de béton dont la résistance à la compression est supérieure à 60 MPa. On peut cependant noter que les résistances à la torsion sont du même ordre de grandeur que la résistance à la traction, mais que dans le cas des bétons à hautes résistances les résultats sont légèrement inférieurs.

3.4. Compression et cisaillement combinées

3.4.1. Prédiction du critère de Willam Warnke en compression torsion

Ce critère a montré dans de nombreuses études son efficacité en tant que critère de ruine dans les domaines de la compression triaxiale et biaxiale. La comparaison avec nos résultats de compression triaxiale (dans le repère des contraintes $\sigma 1$, $\sigma 2=\sigma 3$) a donné de bons résultats, les coefficients de corrélation étant présentés tableau 2.

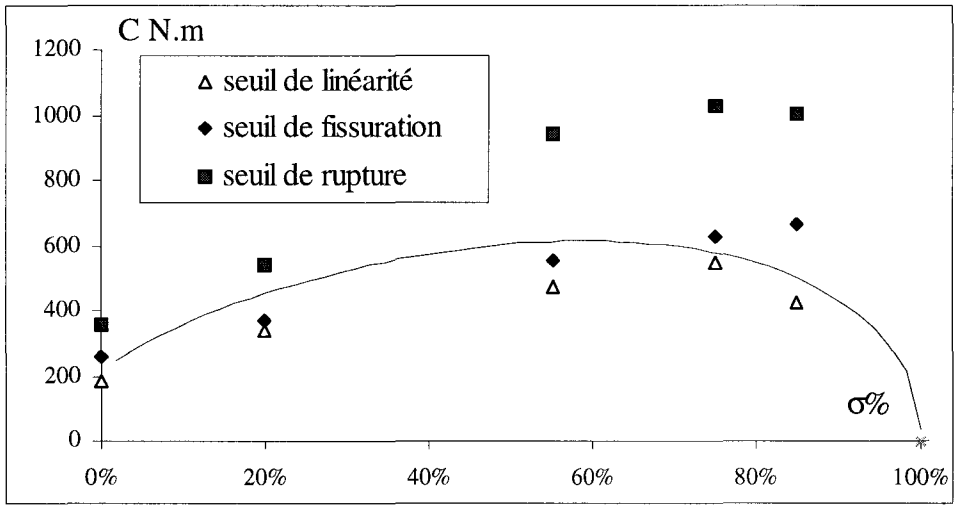


Figure 29 : Réponse du critère de Willam Warnke en torsion compression, comparaison avec les surfaces seuils expérimentales, béton Bo

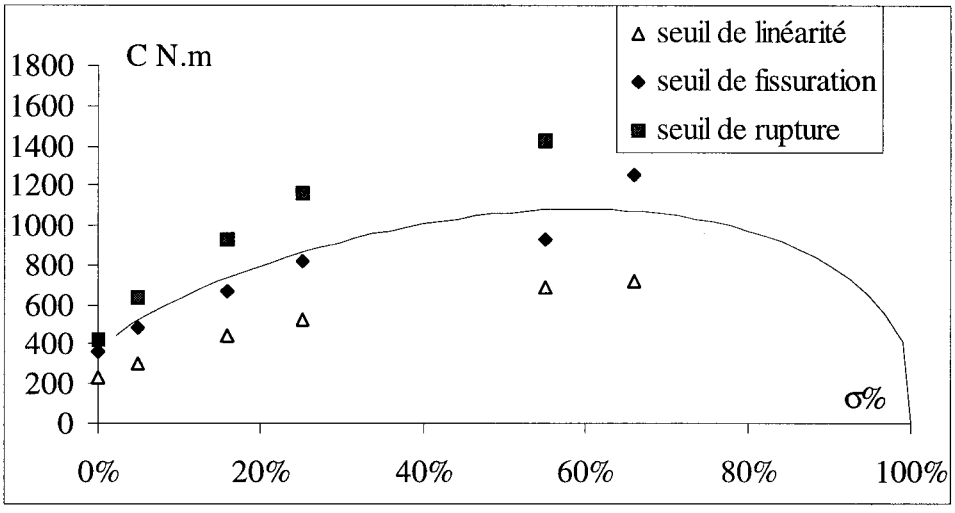


Figure 30 : Réponse du critère de Willam Warnke en torsion compression, comparaison avec les surfaces seuils expérimentales, béton BHP

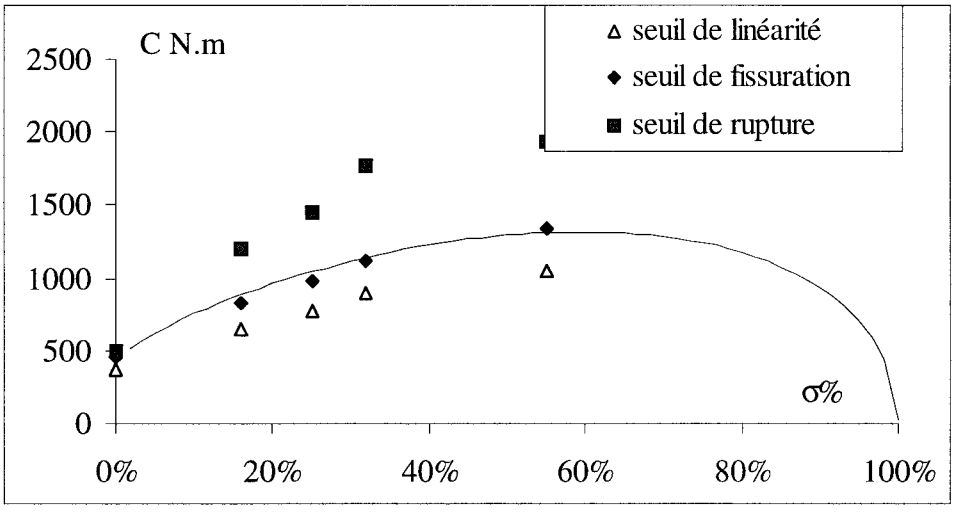


Figure 31 : Réponse du critère de Willam Warnke en torsion compression, comparaison avec les surfaces seuils expérimentales, béton BTHP

Pour chaque formulation de béton, nous avons déterminé la limite de ruine en compression torsion. Les résultats de ces simulations sont présentés figures 29 à 31 , et comparés au différents seuils expérimentalement déterminés (couples au seuil de linéarité, couples au seuil de fissuration et couple au seuil de rupture). Pour chaque béton, la courbe du critère se situe, entre le seuil de rupture et de fissuration, le critère est très proche et légèrement au dessus du seuil de fissuration. On peut noter le très bon accord pour le BHP (figure 30) et le BTHP (figure 31).

Ce résultat confirme l'hypothèse du seuil délimitant le domaine de service, la borne inférieure de la résistance au cisaillement. Au-delà de ce seuil, il y a effet de structure.

3.4.2. Critère de fissuration sous contraintes normales et de cisaillement

Les figures 32 à 34 présentent une comparaison entre les contraintes tangentielles au seuil de fissuration déterminées expérimentalement et les contraintes calculées avec le critère du BPEL. Pour le calcul de ce critère nous utilisons deux résistances à la traction :

- la résistance à la traction déterminée avec la relation du CEBTP (fonction de la résistance au fendage et à la flexion). Cette résistance est très proche de celle déterminée avec la relation des règlements de calcul (tableau 1).

- la résistance au fendage, donnée facilement accessible expérimentalement.

On peut observer, figure 32, une bonne concordance entre le seuil de fissuration et les contraintes calculées avec le critère. Nos valeurs sont légèrement inférieures mais il faut souligner que ce critère a été développé à partir de contraintes de rupture de cylindre creux soumis à un chargement de torsion compression. On peut cependant noter le bon accord entre ces valeurs calculées et nos résultats.

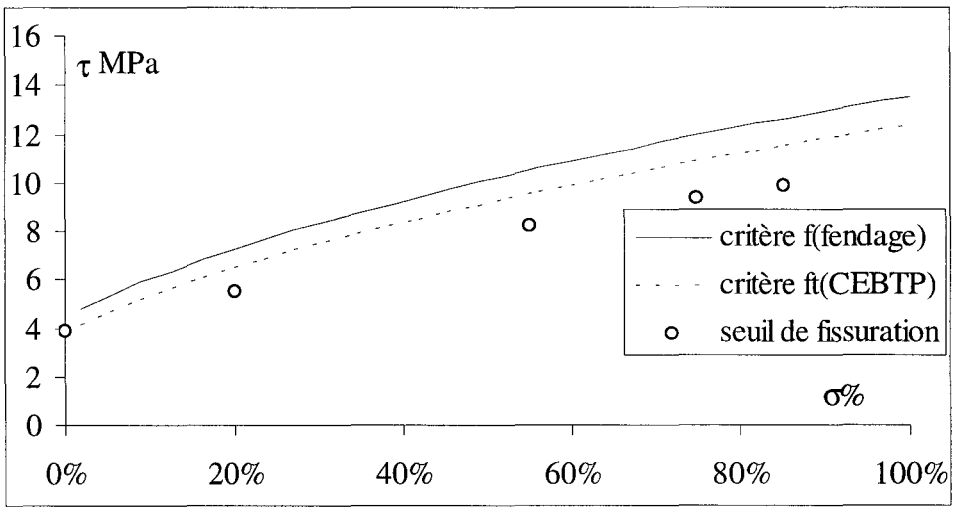


Figure 32 : Comparaison critère du BPEL et seuil de fissuration, Bo

Dans le cas des bétons à hautes résistances, la différence entre les contraintes calculées et déterminées expérimentalement se réduit (figure 33). Dans le cas des BTHP, le critère sous-estime la résistance au cisaillement du béton (figure 34). Ce résultat peut s'expliquer par le fait que le critère est fonction de la résistance à la traction et que celle ci croit avec l'augmentation de la résistance à la compression mais croit moins vite que la résistance à la compression.

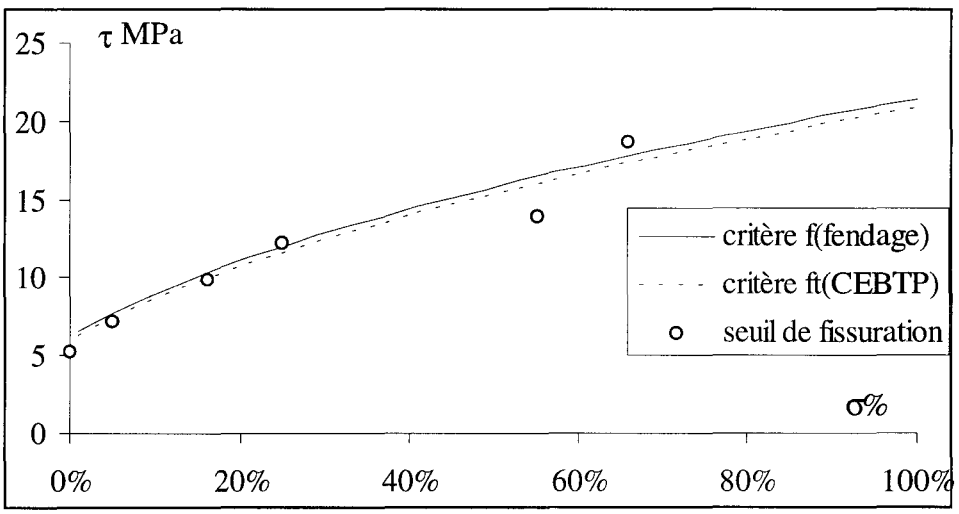


Figure 33 : Comparaison critère du BPEL et seuil de fissuration, BHP

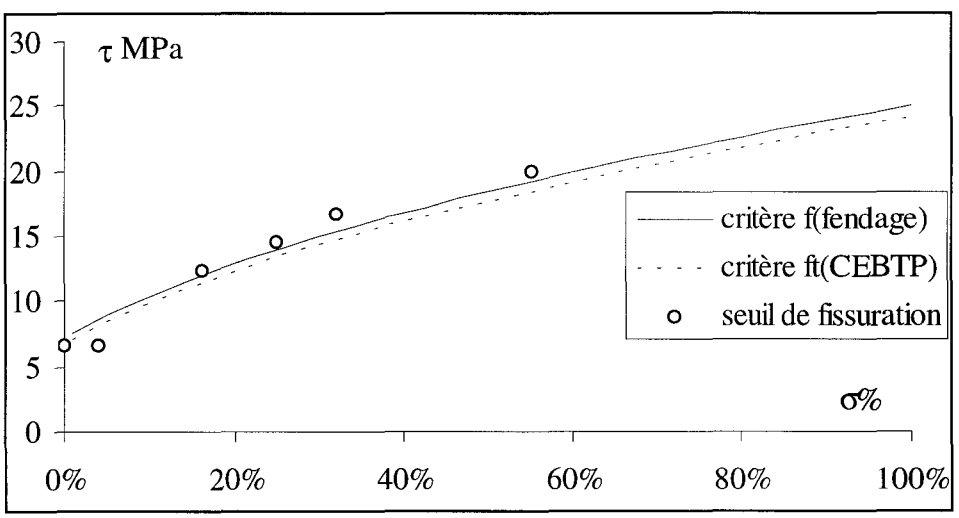


Figure 34 : Comparaison critère du BPEL et seuil de fissuration, BTHP

Soulignons aussi que ce critère, dit de fissuration, n'est utilisé que pour des niveaux de compression inférieurs à 65% de la contrainte à la rupture en compression. Au-delà de cette limite, un deuxième critère est utilisé, il est qualifié de critère d'écrasement (BAEL 91).

Ces deux comparaisons montrent que, si on fait l'hypothèse que le seuil de fissuration est une limite inférieure de la résistance au cisaillement, le critère de fissuration du BPEL peut être étendu au BTHP (résistance allant jusqu'à 120 MPa).

4. Conclusion

Les objectifs de ce chapitre étaient de faire une étude du comportement et des mécanismes de dégradation du cylindre plein afin de dissocier les résistances propres au matériau et à la structure.

L'étude des mécanismes et de l'évolution de la dégradation du béton soumis à des sollicitations de cisaillement a mis en évidence la présence d'un seuil d'une fissuration du matériau. Nous avons observé, à un niveau de chargement compris entre la perte de linéarité de la courbe de comportement et la rupture du cylindre plein, un accroissement intense du nombre d'évènements acoustiques (activité importante de la microfissuration). Les observations de lames minces ont confirmé la présence au delà de ce seuil d'une fissuration du matériau, celle-ci apparaissant dans l'interface pâte/granulat.

Au cours de cette partie nous avons développé une méthodologie permettant la détermination de ce seuil. Cette méthode repose sur la représentation des données dans un repère déformation locale déformation globale. La perte d'homogénéité de la réponse détermine le seuil de fissuration. Ce point a été confirmé à l'aide du suivi d'émissions acoustiques. Ce seuil de fissuration peut être considéré comme une limite inférieure de résistance au cisaillement.

L'ensemble des résultats a montré que les couples au seuil de fissuration augmentent avec l'application préalable d'une contrainte de compression ; ce résultat est similaire aux observations faites sur les seuils de linéarité et de rupture des bétons étudiés (chapitre III).
A même niveau de chargement en compression, la capacité de résistance au cisaillement augmente avec la résistance à la compression simple. Signalons aussi, qu'il n'y a qu'une très faible influence de la résistance du béton sur les distorsions au seuil de fissuration.

Nous avons comparé les seuils de dégradation déterminés pour les trois bétons étudiés avec le critère à cinq paramètres de Willam Warnke et le critère de fissuration du règlement de calcul aux états limites (BPEL 91). Le bon accord entre ces critères et les données expérimentales valide l'hypothèse de la limite inférieure de résistance, et valide le critère de Willam-Warnke pour des sollicitations de type compression-torsion. Les résultats, portant sur les Bétons à Hautes performances, semblent montrer la validité de l'extrapolation du critère du BPEL à la gamme de béton supérieure à 80 MPa.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les travaux réalisés ont été consacrés à l'étude du comportement mécanique des Bétons à Très Hautes Performances sous sollicitations multiaxiales.
Les objectifs principaux étaient de :
- caractériser le comportement des bétons et des bétons à hautes performances sous sollicitations multiaxiales simples et avec rotations des axes principaux,
- fournir des données expérimentales sur la résistance des BTHP sous sollicitations multiaxiales.

Trois bétons ont été étudiés, un béton normal (fc=55 MPa) et deux Bétons à Très Hautes Performances (fc=100 MPa et 120 MPa).

La première partie de ce travail nous a permis de caractériser l'état initial du matériau. Les mesures des porosités et de leurs distributions poreuses montrent que l'utilisation de superplastifiant et l'ajout de fumées de silice permet une réduction de la porosité et une diminution du rayon poreux moyen. L'essai de compression isotrope a mis en évidence l'isotropie initiale du matériau et son aspect faiblement microfissuré.

Le comportement des Bétons à Très Hautes Performances sous sollicitations triaxiales est similaire au comportement du béton classique. L'application d'une étreinte latérale permet d'augmenter la résistance ultime du béton et sa ductilité. Nous avons pu noter l'efficacité du confinement sur la contrainte à la rupture, avec l'augmentation de la résistance à la compression. A pression de confinement constant, le gain de résistance sera d'autant plus important que la résistance caractéristique (fc) augmente.
L'application d'une contrainte latérale permet d'augmenter la ductilité du matériau. Cependant la transition fragile/ductile semble apparaître à des niveaux de pression latérale plus importants pour les Bétons à Hautes Performances que pour les Bétons de résistances ordinaires.

Le comportement des trois bétons en torsion pure et en torsion compression est quasi-linéaire. Nous avons pu noter que l'application d'une contrainte de compression donne un gain de résistance et de ductilité au matériau. Ceci peut être interprété comme la sensibilité du matériau à la pression moyenne. Notons que ce gain de résistance peut aussi être interprété comme une modification de l'évolution des contraintes principales avec l'application préalable de la contrainte de compression. Les modules sécants des courbes de comportement (module de rigidité G) restent sensiblement égaux aux modules de cisaillement élastiques déterminés avec l'essai de torsion pure ou avec l'essai de compression simple. Cependant, les

chargements en compression, à des niveaux hors du domaine linéaire du comportement en compression simple, ont montré la sensibilité du module sécant à la dégradation du matériau. Le comportement des bétons en torsion compression est très faiblement irréversible. Nous n'avons pas noté de dégradation notable de la rigidité du matériau avec l'application du couple de torsion. Les boucles d'hystérésis et les déformations anélastiques sont faibles, voire inexistantes.

Les résistances propres aux Bétons à Très Hautes Performances au cisaillement pur et au cisaillement combiné avec de la compression sont des données délicates à obtenir. L'essai de torsion compression souligne le problème de la non-homogénéité du champ de contrainte dans l'échantillon. Il est donc nécessaire de déterminer la limite entre le comportement propre au matériau et celui propre à la structure. Nous avons tenté de déterminer l'influence de la géométrie sur le comportement et les résistances, et d'étudier les mécanismes de dégradation. Au cours de cette étude, nous avons observé la présence d'un seuil de fissuration du matériau. Nous avons présenté une méthodologie permettant la détermination de ce seuil. Cette méthode repose sur la comparaison de mesure des déformations locales déformations globales, elle a été confirmée avec le suivi des émissions acoustiques et l'observation de lames minces. Ce seuil de fissuration peut être considéré comme une limite inférieure de résistance au cisaillement. Une comparaison entre les seuils de fissuration expérimentaux et les seuils de ruine déterminés avec le critère à cinq paramètres de Willam-Warnke a été faite. Le bon accord entre les résultats à montré la validité du critère dans le domaine de la torsion-compression, et confirme l'hypothèse que le seuil de fissuration représente une borne inférieure de résistance au cisaillement.

Nous avons également confronté les seuils de fissuration déterminés expérimentalement au critère du BPEL. Le bon accord, entre les données expérimentales et les résistances calculées, montre que le critère de fissuration du BPEL, malgré sa forme très simple reste valable pour la gamme des Bétons à Très Hautes Performances, c'est à dire aux bétons ayant une résistance supérieure à 80 MPa (du moins aux bétons avec fumées de silice allant jusqu'à 120 MPa).

BIBLIOGRAPHIE

ACI committee 363 (1984) « State-of-Art Report on High Strength Concrete », ACI Journal, Proceeding, Vol 81, N°4, July-Aug, pp 364-411

Acker P (1988), « Comportement mécanique du béton: apports de l'approche physico-chimique » rapports de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°152,Paris, Jul

Ahmad S H, Shah S (1982) « Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement », ACI Journal, Nov-dec, pp 484-490

Ahmad S H, Shah S, Khaloo A R (1986) « Orthotropic model of concrete for triaxial stresses », Journal of Structural Engineering, Vol 112, N° 1, Jan, pp 165-181

Aïtcin P C (1986), « Technologie des bétons à très hautes résistances en Amérique du nord » Conférence au centre d'étude de l'industrie des liants hydrauliques, 30 Av

Allevy P (1978) « Etude de la résistance à la propagation d'une fissure d'un matériau fragile, granulaire, cohérent » Thèse de Docteur 3 ème cycle, Université Paul Sabatier, Toulouse.

Amestoy M, Leblond J B (1985) « Sur le critère donnant la direction de propagation des fissures dans la thèorie de Griffith », C.R Acad. Sci.Paris, Série II, 301, pp 696-972

Andrieux S (1983) « Un modèle de matériau microfissuré, application aux roches et aux bétons », Thèse de Docteur Ingénieur ENPC

Bache H H (1981) « Densified cement/ultrafine particle-based materials » The second international conference on superplasticizers in concrete, Ottawa, June, pp185-213

Balmer G G, (1949) « Shearing strength of concrete under high triaxial stress - Computation of Mohr's Envelope as a curve », Structural Research Laboratory Report N° SP 23-Denver.

Baroghel-Bouny V, (1994) «Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Méthodes, analyse, Interprétations» Laboratoire des Ponts et Chaussées.

Bascoul A, Zizi Z, Torrenti J M, Benaija E H, Berthaud Y, (1992) « Microfissuration et localisation en compression simple dans le béton », Grèco Géomatériau, Rapport scientifique, pp171-176.

Bedard C, Aïtcin P C (1983) « A la recherche d'un béton de 150 MPa », Canadian journal of civil engineering ,Vol 10 n°4, pp 600-613

Benaija E H, Torrenti J M, Boulay C (1992) « Localisation des déformations dans le béton en compression. Influence des conditions aux limites », Bull Liaison Labo P et Ch, N°178, Mars-Avril.

Benouniche S, (1979) « Modélisation de l'endommagement du béton hydraulique par microfisuration en compression », Thèse de 3ème cycle, Paris VI, Avril 1979.

Berthaud Y, (1991) « Mesures et modélisations de l'endommagement des matériaux », Mémoire d'habilitation à diriger des recherches , Paris VI.

Bicanic N, Pearce C J, (1996) « Compational aspects of a softening plasticity model for plain concrete », Mechanics of cohesive-frictional materials, Vol 1, N°1, Janv

Bosc J L (1982) « Proposition d'une loi globale de cisaillement du béton-Application à l'analyse non linéaire en phase de service des structures soumises à la torsion », Doctorat d'état, INSA lyon, Mai 1982

Bourdette B (1994) « Prise en compte des auréoles de transition dans la caractérisation et la modélisation des processus physiques et chimiques d'altération », Thèse de 3ème cycle, INSA de Toulouse

Bournazel J P (1998) « Bétons à Hautes Performances, propriétés, performances formulation » Journée régionale d'information , Rapport 98-03-3883.001.01.A, LERM, pp 17

Bresler B, Pister K, (1958) « Strength of concrete under combined stresses », Journal of ACI, Vol 551, sept, pp321-336

Buyukozturk O, Nilson AH, Slate FO (1971) « Stress_strain response and fracture of a concrete model in biaxial loading », ACI Journal, Vol 68, N° 8, pp 590-599

Buil M (1988) « Comportement physico-chimique du système ciment-fumées de silice », Annales de l'ITBTP, N°483, Série Béton 271, pp 19-29

Burlion N, Pijaudier-Cabot G, Dahan N, Bouet T (1997) « Essais multiaxiaux sur matériaux à matrice cimentaire : Cas des confinements supérieurs à 200 MPa », Ouvrages géomatériaux et intéractions, modélisations multi-échelles, Paris Hermès, pp 211-226

Caquot A (1935) « Rôle des matériaux inertes dans le béton », Mem. Soc. Ingén.Civils de France

Carrasquilo R L, Nilson A H, Slate F O (1981) « Properties of high strength concrete subject to short-term loads », ACI Journal, May-june

Chen W F (1982), « Plasticity in reinforced concrete », McGRaw-Hill Inc

Chen W F, Han D J (1988), « Plasticity for structural engineers », Springer-Verlag

Chen Z Y; Zhang X Z (1986), « Distribution of Ca(OH2) and of the CSH Phase in the Oolithic Marble Hydrated Cement Paste Interfacial Zone », Prc 8th Int Congress on the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, Sept 22-27, Vol 3, pp 449-453

Chuy S, Cannard G, Acker P, Robert J L, (1986) « Etude expérimentale de l'endommagement du béton », Bull.Liaison Labo P et CH; N°145, Sept oct.

Cordebois JP, Sidoroff F (1979), « Endommagement anisotrope en élasticité et en plasticité », J de mécanique théorique et appliquée, Vol 1, pp 69-84

Cristescu N (1989), « Rock Rheologie » Kulwer Academic Publishers

Dahl K K B (1992) « A failure criterion for normal and high strength concrete », N° R-286, Departement of Structural Engineering, Technical University of Denmark

Delage P; Aïtcin P C, (1983), « Influence of condensed Silica Fume on the pore-size Distribution of concretes », Industrial and engineering chemistry product research and development, Vol 22, N°2, pp286-290

Dhir R K, Shanga C M, (1974) « Development and propagation of microcracks in plain concrete », Materiaux et construction, Vol 7, N°37,pp 17-23.

Dreux G, (1970) « Guide pratique du béton », Société de diffusion des techniques du batiment et des travaux publics, Paris

Durand E, (1973) « Comportement des roches à la torsion, application à l'étude de la stabilité des excavations souterraines. » Thèse de docteur Ingénieur, Nancy I, Juin 1973

Faury J, (1958) « Le béton : influence de ces constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers », 3e, Paris, Dunod

Feldman R F, Beaudoin J J (1974), « Microstructure and strength of hydrated cement », Proc of the 6 th Int Symp on the chemistry of cement, Moscou

Fouré (1989) « Synthèse sur propriétés mécaniques des bétons à hautes performances », CEBTP, Commande SETRA-CTOA, N° 600 806

de Giaccio, Rocco C, Zerbino R (1993), « The fracture energy (Gf) of High strength concretes », Materials and structures, 26, pp 381-386

Gérard B, Marchand J, Breysse D, Ammouche A (1996) « Constitutive law of High Performance Concrete under tensile strain », 4 th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance concrete, Paris

Ghabrial N S (1980) « Déversement des poutres en béton armé, compte tenu du comportement réel du béton sous l'action concomitante des contraintes normales et de cisaillement. », Thèse de dotorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Fevrier 1980

Goode G, Helmy M, (1965) « The strength of concrete under combined shear and direct stresses », Magazine of concrete research, Vol 19, N°59, June, pp 105-112

Gotuwka V, Siwak J M, Kondo D (1998) « Behavior of High Strength Concrete under torsion-compression loading », Symposium international sur les BHP et les BPR, 16-20 Aout, Sherbrooke , Canada , pp 19-38

Gotuwka V, Siwak J M, Kondo D (1999) « Etude du béton sous sollicitations de torsion compression combinées. Evaluation de la contrainte tangentielle de fissuration », Matériaux et construction, A paraître

Habib P (1984) « Quelques remarques relatives à la modélisation du radoucissement. », International conference under multiaxial conditions, colloque RILEM, Toulouse.

Haied A, Kondo D, Henry JP (1993) « Experimental detection of shear bands in a sandstone », Assessment and prevention of failure phenomena in rock engineering , Turkey, pp 149-154

Halm D, Dragon A (1998) « An anisotropic model of damage and frictional sliding for brittle materials », Eur J Mech A/solids, 17, N°3, pp 439-460

Handin J, Higgs D V, O'Brien J K (1960) « Torsion of a yule marble under confining pressure in rock deformation », Geol Soc Am Mem, 79, pp 245-274

Hansen T C (1995) « Triaxial tests with concrete and cement paste », R 319, Departement of structural engineering , Technical University of Denmark

Hashin Z (1962) « The elastic moduli of heterogeneous materials », J of Appl mech, 29, pp 143-150

Hillerborg (1985) « Numerical methods to simulate softening and fracture of concrete », Fracture mechanics of concrete : Structural application and numerical calculation, Martinus Nijhoff Pubisher, pp 141-170

Hoshino M (1988), « Difference of W/C ratio, porosity and microscopical aspect between the upper boundary paste and the lower boundary paste of aggregate in concrete », Materials and structures/Matériaux et constructions, 21, pp 336-340

Horii H, Nemat-Nasser S (1985) « Compression-induced microcracks grawth in brittle solids : axial splitting and shear failure », Journal of geophysical research, vol 90, N° B4, pp 3105-3125

Hornain H, Marchand J, Ammouche A, Commène JP, Moranville M (1996) « Microscopic observation of cracks in concrete – A New Sample preparation technique using dye impregnation », Cement and Concrete Research, Vol 26, N°4, pp 1996

Hsu T T C(1966), « Torsion of structural concrete », Behavior of reinforced concrete rectangular members, ACI, publication SP18-10

Huet C, Acker P, Baron J, (1982) « Fluage et autres effets rhéologiques différés du béton. », Le béton hydraulique, Chapitre 19, Presses ENPC

Hugues, Ash (1970), Anisotropy and failure criteria for concrete », Matériaux et constructions, Vol 3, N°18

Karchafi M, (1988) « Contribution à l'étude du comportement des milieux granulaires sous sollicitations rotationnelles. », Thèse de doctorat, Ecole centrale de Paris.

Khaloo A, Ahmad S (1998) « Behavior of normal and high strength concrete under combined-shear loading. », ACI Materials Journal, Nov-Dec, pp 551-559.

Knauss W G (1970) « An observation of crack opagation in anti-plane shear » International Fournal of Fracture Mechanics, Vol 6, N°2, June, pp 183-187

Kondo D, Renaud V, Shao JF (1998) « Modélisations à l'échelle mésoscopique de l'endommagement des géomatériaux : application au comportement d'un grès », Ouvrages géomatériaux et intéractions, modélisations multi-échelles, Paris Hermès, pp 319-336

Kotsovos M D, Newman J B, (1981) « Fracture mechanics and concrete behavior » magazine of concrete research, Vol 33, N°115, pp 103-112

Kotsovos M D ,(1983) « Effect of testing techniques on the post-ultimate behaviour of concrete in compression », Matériaux et Constructions, Vol 16, N°91, pp 3 -12

Krajcinovic D, Fanella D (1986) « A micromechanical model for concrete », Eng Fract Mech, Vol 25, pp 585-596

Kupfer H, Gerstle K (1973)« Behavior of concrete under biaxial stresses. », Journal of the Engineering Mechanics Division, EM4, August, pp 853-966.

Kupfer H, Hilsdorf HK, Rusch H (1969) « Behavior of concrete under biaxial stresses », ACI Journal, August, pp 656-666

Lahlou K, Aïtcin P C, Chaallal O (1993), « Behavior of High strength Concrete Under Confined Stresses », Cement & concrete Composites,14, pp 185-193

Lahlou K, Aïtcin P C (1997) « Colonne en béton à hautes performances confiné dans des enveloppes minces en acier », Bull.Liaison Labo P et CH; N°209, Mai-Juin

de Larrard F (1987) « Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances », Thèse, ENPC, 2 Juillet

de Larrard F, Tondat P (1993) « sur la contribution de la topologie du squellette granulaire à la résistance en compression du béton », Matériaux et construction, 26, pp 55-516

de Larrard F, Belloc A (1996-a) « Formulations de référence. I – Composition des bétons et mode de fabrication », Rapport intermédiaire du projet national « BHP 2000 », Paris, Mai

de Larrard F, Belloc A, Boulay C, Kaplan D, Renwez S, Sedran T (1996-b) « Formulation de référence. II- Propriétés mécaniques jusqu'à l'âge de 9 Jours », Rapport du projet national « BHP 2000 », Paris, Dec

de Larrard F, Belloc A (1997) « The influence of aggreagte on the compressice strength of normal and high strength concrete », ACI Materials Journal, V 94, N°5, Sept-Oct, pp 417-426

Leblond J B, (1998) « Rupture fragile et rupture ductile », C.R Acad. Sci.Paris, t 326, Série II , pp 243-250

Lemaitre J, Chaboche Jl (1978) « aspect phénomènologique de la rupture par endommagement », J Mec Appl , Vol 2, pp 317-365

Le Roy R (1995) « Déformation instantanées et différées des bétons à hautes performances », thèse de dotorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Sept

Marigo J J (1980) « Propagation des ondes ultrasonores et microfissuration du béton. », Thèse de 3ème cycle, Paris VI, 1980

Maso J C (1967), « La nature minéralogique des agrégats, facteur essentiel de la resistance des bétons à la rupture et à l'action du gel. »,Thèse de doctorat es-sciences , université Paul Sabatier,Toulouse

Mazars J (1984) « Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. », Thèse de doctorat d'état, Paris VI, Mai 1984

Mc Henry D, Karni J (1958) « Strength of concrete under combined tensile and compressive stress », Journal of The ACI, Proceedings , Vol 54, N°10, April, pp 829-839

Metha P K ; Gjorv O E (1982), « Properties of Portland Cement Concrete Containing Silica-Fume. », Cement and Concrete Research, Vol 12, N°5, Sept, pp 587-595

Monteiro P J M (1986) « Improvement of the aggregate-cement paste transition zone by grain refinement of hydratation products », 8th International Congress on the Chemistry of Cement, Rio, Brasil, pp 433-437

Moranville-Regourd M (1992) « Microstructure des bétons à hautes performances » dans « Les bétons à Hautes Performances : caractérisation, durabilité, applications »,Presses de l'ENPC, Paris, pp 25-44

Mörsch E (1929) « Der Eisenbetonbau », Vol I, Verlag Von K Wittwer, Stuttgart

Nemati K M, Monteiro P J M (1995) « Effect of confinement on the fracture behavior of concrete under compression », Proc of the Second International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS, Vol III, Zurich, July 25-28, pp 1843-1852

Nelissen L J M, (1972) « Biaxial testing of normal concrete », Heron (Deft), Vol 18, N°1, 90 pp

Nielsen , M P (1984) « Limit analysis and concrete plasticity », Prentice-Hall Inc, Englewood cliffs, New Jersey

Nielsen C V(1998), « Triaxial behavior of High-Strength Concrete and Mortar », ACI Material Journal, March-April , Vol 95, N°2, pp 144-151

Okajima T (1970), « The strength of concrete under combined axial force and torsional moment. », Transactions of Architectural Institute of Japan, N°178, Dec.

Ollivier J P, Grandet J (1982), « Désorientation des cristaux de portlandite dans l'auréole de transition », Colloque international RILEM « Liaisons pates de ciment matériaux associés » Toulouse, 17/19 Novembre, pp A23-A27

Ollivier J P, Maso B, Bourdette B (1995) « Interfacial transiton zone in concrete », Advanced Cement Based Materials, 1995, 2, pp 30-38

Ord A, Vardoulakis I, Kajewski R (1991) « Shear Band formation in Godsford sandstone » Int J Rock Mech Min Science, Vol 28, N°5, pp 397-409

Palaniswamy R, Shah SP (1974) « Fracture and stress-strain relationship of concrete under triaxial compression », Journal of structure Division, Vol 100, No ST5, May, pp 901-916

Pecqueur G, (1995) « Etude expérimentale et modélisation du comportement d'une craie et d'un grès en torsion », Thèse de doctorat, Lille I, Nov.

Prevost J, (1991) « Développement d'un appareil de torsion-compression sur cylindre creux de roche: application à l'étude du comportement d'une craie blanche sous sollicitations rotationnelles. », Thèse de doctorat, Lille -Flandre Artois.

Pimienta P (1998) « Caractérisation de 6 bétons d'étude en traction directe » Rapport du projet national « BHP 2000 », Paris, Dec

Pigaudier Cabot G, (1985) « Caractérisation et modélisation du comportement du béton par un essai multiaxial automatique. », Thèse de doctorat de 3ème cycle, Paris VI, Juin

Ramtani S (1990) « Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec desciption du caractère unilatéral », Thèse de doctorat de 3ème cycle, Paris VI.

Reinhardt (1994) « Relation between the microstructure and the structural performance of concrete », Concrete Technology : New trends , Industrial Applications, Edited by, Aguado A, Gettu R, Shah S, E&FN Spon, pp 19-31

Richart FE, Brandtzaeg A, Brown R (1928) « A study of the failure of concrete under combined compressive stresses », Bulletin N°185, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, 73 pp

Ringot E, Ollivier J P, Maso J C, (1987) « Characterisation of initial state of concrete with regard to microcracking. » Cement and Concrete research, Vol 17, pp 411-419.

Robinson S R (1968) « Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete. », Proc of Int Conf ont th structure of concrete, London.

Roelfstra P E; Sadouki H; Wittmann F H (1986) « Le béton numérique », Matériaux et Construction, Vol 18, N°107

Rossi P (1986) « Fissuration du béton: du matériau à la structure application de la mécanique linéaire de la rupture », Thèse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, Dec.

Rossi P (1988) « Fragilité et ductilité des matériaux et des structures composites du génie civil », Bull.Liaison Labo P et CH; N°153, Janv-Fev.

Saliba J (1990) « Propriétés de transfert hydrique du mortier de ciment : modélisation à l'échelle microscopique ; étude à l'échelle macroscopique des effets dynamiques des hétérogénéités » Thèse de doctorat, Universités Joseph Fournier, Grenoble I

Santarelli F J (1990) « Etude experimental de la bifurcation dans les roches », Revues Française de Géotechnique, N°50, pp 61-70

Scrivener K L, Bentur A, Pratt P L (1988) « Quantitative characteristaion of the transition zone of high strength concretes » advanced in cement research , vol 1, N°4, pp 230-237

Sedran T, De Larrard F, Angot D (1994) « Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèles de suspension solide, II –Validation, cas des mélanges confinés » Bull Liaison Labo P et Ch, N°194, pp 71-86

Sellevold E J, Radjy F.F (1983), « Condensed Silica Fume (Microsilica) in concrete Water demend and strengh development », SP79 American Concrete Institute, Detroit, pp 677-694

Setunge S, Attard M M, Darvall P (1993) « Ultimate strength of confined very High-Strength Concretes », ACI structural Journal, Nov –dec, Vol 9, N°6, pp 632-641

Shah S P, Ahmad S H, (1985), « Structural properties of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete », PCI journal, pp 92-116

Shah S P, Chandra S (1968) « Critical stress, volume change and microcracking of concrete », Journal of the ACI, Sept, pp 770-781

Shah S P, Winter G (1966) « Inelastic behavior and fracture of concrete » ACI Journal, Vol 63, N°9, pp 925-930

Slate F, Olsefski (1963) « X-rays for study of interal structure and microcracking of concrete », ACI Journal, Vol 60, pp575-588, May.

Smadi M, Slate O F (1989) « Microcracking of high and normal strength concretes under short and Long term loadings », ACI Materials journal, Vol 86, N°2, March-April, pp 117-127

Stovall T; De Larrard F; Buil M (1986), « Linear packing density model of grains mixtures, Powder technology » Vol 48, N° 1, Sept

Symes M J (1981) « Developpement of a new hollow cylinder apparatus in soil mechanics » Ph D University of london

Thomas T C, Hsu (1963), « Mathematical Analysis of shrinkage stresses in a model of hardened concrete », ACI Journal, Vol 60, N°3, pp 371-390

Torrenti J M (1987) « Comportement multiaxial du béton: aspect expérimentaux et modélisation », Thèse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, Juin 1987

Torrenti J M, Acker P, Boulay C, Lejeune D, (1988) « Contraintes initiales dans le béton », Bull Liaison Labo P et Ch, N°158, Nov-Dec, pp 39-44

Torrenti J M, Desrues J, Benaija E H and Boulay C (1991) « Stereophotogrammetry and localizatin in concrete under compression » Journal of Engineering Mechanics, Vol 117, No7, July

Tsuboi Y, Suenaga Y (1960) « Experimental study on failure of plain concrete under combined stresses », Transactions, Architectural Institute of Japn (Tokyo), Part 3, N°64K, Feb, pp 25-36

Van Mier J G M (1984) « Strain softening of concrete under multiaxial loading conditions », Thèse de Docteur ingenieur, Technishe Hogeschool Eindhoven.

Van Mier J G M, Vonk R A (1991) « Fracture of concrete under multiaxila stress- recent developments », Materials and structure/Matéraiux et Constructions, 24, pp 61-65

Van Vliet M. R. A, Van Mier J. G. M (1996) « Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression », Mechanics of Cohesive-Frictional Matérial, Vol 1, pp 115-127.

Viggiani G, Rampello S, Georgiannou V N (1993) « Experimental analysis of localisation phenomena in triaxial tests on stiff clays », Geotechnical Engineering of hard soils- soft rocks, Vol 1, pp 849-856

Vile G (1965) « The strength of concrete under short term-static biaxial stress » Proc of Int Conf on the structure of concrete , London, pp 275-288.

Willam K J,Warnke E P (1975) « Constitutive model for triaxial behavior of concrete » Seminaire IABSE on « concrete structures subjected to triaxial stresses », Paper III-1 , 17-19 mai, Bergame

Walraven J (1995) « Shear friction in high strength concrete », Progress in concrete research, Delft University of Technology, Vol 4.

Wastiels J (1979) « Behaviour of concrete under multiaxial stresses a review », Cement and Concrete research, Vol 9, N°3, pp 35-44.

Xie J, Elwi A E, MacGregor JG (1995) « Mechanical Properties of three High Strength Concretes containing Silica Fume », ACI Materials Journal, Vol 92, March- April, pp 135-145

Yang C C (1998) « Effect of the transition zone on the elastic moduli of mortar », Cement and Concrete Research, Vol 28, N°5, pp 727-736

Yamada M, Tada K (1972) « Experimental investigation on the fracture criteria of concrete under combined stresses », Colloque RILEM, Cannes, 4-6 Octobre, pp 245-255

Zaitsev Y B, Wittmann F H (1981) « Simulation of crack propagation and failure of concrete », Materials and structures, Vol 14, N°83, pp 357-365

Normes et Règlements

BAEL 91 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant le méthode des états limites », Mars 1992

BPEL 91 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant le méthode des états limites », Avril 1992

Code et règlements de calcul (1996), 'Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa', *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, N° spécial XIX, mai

NFP 18-406, Norme Française Homologuée, « Essai de compression », AFNOR, 1981

NFP 18 407, Norme Française Homologuée, « Essais de flexion », AFNOR 1981

NFP 18 408, Norme Française Homologuée, « Essais de flendage », AFNOR 1981

ANNEXE I

Cette annexe est un complément du chapitre II. Elle présente l'ensemble des essais de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement ainsi que les courbes des variations des modules longitudinaux et transversaux en fonction des déformations volumiques et transversales. Cette partie est complétée par des tableaux récapitulatifs des données de contrôle des différentes formulation.

1. Données de contrôle des formulations *166*

1.1. Béton Bo **166**

1.2. Béton BHP **167**

1.3 Béton BTHP **168**

2. Récapitulatif des essais de compression triaxiale *169*

3. Courbes contraintes - déformations *170*

3.1 Béton Bo **170**

3.2 Béton BHP **171**

3.3. Béton BTHP **173**

4. Courbes des déformations volumiques *175*

4.1 Béton Bo **175**

4.2 Béton BHP **176**

4.3 Béton BTHP **178**

5. Variation des modules longitudinaux et transversaux *180*

5.1 Béton Bo **180**

5.2. Béton BHP **181**

5.3. Béton BTHP **182**

6. Tableaux récapitulatifs des essais triaxiaux avec cycles *183*

6.1. Béton Bo **183**

6.2. Béton BHP **184**

6.3. Bétons BTHP **185**

1. Données de contrôle des formulations

1.1. Béton Bo

Composants	Bo	
Granulat Basalte (6/10 mm)	927	Kg/m3
Sable de Seine (0/4 mm)	865	Kg/m3
Ciment CPA CEM I 52,5 PM CP St Vigor	450	Kg/m3
Eau	175	Kg/m3
Super plastifiant résine GT de Chryso	2,25	Kg/m3
Affaissement	10	cm

Tableau 1 : Formulation, béton Bo

Les éprouvettes sont démoulées à 24 Heures et conservées sous eau.

n° béton	fc28 MPa cyl 16 x 32	ft28 (fendage) MPa cyl 16 x 32
1	53,7	4,5
3	55,1	4,3
4	58,2	4,1
5	59,1	5,0
6	54,3	4,4
9	54,0	4,2
10	58,4	4,8
15	58,3	4,5
17	55,1	4,1

Tableau 2 : Résistances moyennes à la compression et à la traction (fendage), Béton Bo

Les essais de caractérisation ont été réalisés à 28 jours. fc résistance à la compression, ft résistance à la traction déterminée par fendage. Les cylindres sont surfacés au soufre avant les essais de compression simple.

1.2. Béton BHP

Composants	BHP	
Granulat Basalte (6/10 mm)	1037	Kg/m3
Sable de Seine (0/4 mm)	861	Kg/m3
Ciment CPA CEM I 52,5 PM CP St Vigor	412	Kg/m3
Eau	127	Kg/m3
Super plastifiant résine GT de Chryso	13,7	Kg/m3
Retardateur Chrytard de Chryso	2,9	Kg/m3
Fumées de Silice densifiée de l'Usine d'Anglefort (DM)	41	Kg/m3
Affaissement	>20	cm

Tableau 3 : Formulation béton BHP (de Larrard & al 1996)

Les éprouvettes sont démoulées à 48 Heures et conservées sous eau.

n° béton	fc28 MPa cyl 11 x 22	ft28 (fendage) MPa cyl 16 x 32
12	101,8	6,3
13	100,6	5,7
16	105,0	5,9
20	96,2	5,8
22	98,7	6,0
28	104,0	6,5
30	108,4	6,6
44	103,8	7,2
46	97,9	6,9

Tableau 4 : Résistances moyennes à la compression et à la traction (fendage), Béton Bo

Les essais de caractérisation ont été réalisés à 28 jours. fc résistance à la compression, ft résistance à la traction déterminée par fendage. Les cylindres sont rectifiés au lapidaire avant les essais de compression simple.

Essais réalisés au cours du Projet National BHP 2000 sur la même formulation.

	fc28 MPa cyl 16 x 32	ft28 (fendage) MPa cyl 16 x 32	ft28 traction directe MPa cyl 16 x 32
LCPC	119	6,91	-
CSTB	117,2	7,7	5,9

Tableau 5 : Résistances moyennes à la compression et à la traction (fendage et directe) réalisés par le LCPC (de Larrard & al 1996) et le CSTB (Pimienta 1998) dans le cadre du PN BHP 2000.(cure à l'eau)

1.3. Béton BTHP

Composants	BTHP	
Granulat Basalte (6/10 mm)	1010	Kg/m3
Sable de Seine (0/4 mm)	837	Kg/m3
Ciment CPA CEM I 52,5 PM CP St Vigor	461	Kg/m3
Eau	122	Kg/m3
Super plastifiant résine GT de Chryso	15,5	Kg/m3
Retardateur Chrytard de Chryso	3,2	Kg/m3
Fumées de Silice densifiée de l'Usine d'Anglefort (DM)	55	Kg/m3
Affaissement	>20	cm

Tableau 6 : Formulation béton BHP (de Larrard & al, 1996)

Les éprouvettes sont démoulées à 48 Heures et conservées sous eau.

n° béton	fc28 MPa cyl 11 x 22	ft28 (fendage) MPa cyl 16 x 32
32	124,7	7,3
40	116,0	7,2
42	128,2	7,2
45	120,1	7,1

Tableau 7 : Résistances moyennes à la compression et à la traction (fendage), Béton Bo

Les essais de caractérisation ont été réalisés à 28 jours. fc résistance à la compression, ft résistance à la traction déterminée par fendage. Les cylindres sont rectifiés au lapidaire avant les essais de compression simple.

Essais réalisés au cours du Projet National BHP 2000 sur la même formulation.

	fc28 MPa cyl 16 x 32	ft28 (fendage) MPa cyl 16 x 32	ft28 (fendage) MPa cyl 16 x 32
LCPC	128,1	7,46	-
CSTB	127,2	8	5,8

Tableau 8 : Résistances moyennes à la compression et à la traction (fendage et directe) réalisés par le LCPC (de Larrard & al 1996) et le CSTB (Pimienta, 1998) dans le cadre du PN BHP 2000.(cure à l'eau)

2. Récapitulatif des essais de compression triaxiale

Formultation	Béton	Pc MPa	σ1 MPa	Jour	
Bo	15	0	67	28j	inst
	17	0	68	28j	inst
	17	0	64	28j	non inst
	15	5	86	28j	inst
	15	5	95	29j	inst
	15	10	114	31j	non inst
	17	20	158	29j	inst
	17	20	155	30j	inst
BHP	16	0	103	28j	inst
	16	0	98	28j	inst
	44	0	107	28j	non inst
	46	0	95	28j	non inst
	46	5	138	28j	inst
	16	5	123	29j	inst
	16	20	198	32j	non inst
	44	20	206	28j	inst
	44	20	208	30j	inst
BTHP	42	0	123	28j	inst
	42	0	119	28j	non inst
	45	0	118	28j	inst
	42	5	148	28j	inst
	42	5	136	29j	inst
	42	10	169,5	30j	non inst
	42	20	232	31j	inst
	45	20	228	28j	inst
	45	20	245	29j	non inst

Tableau 9 : récapitulatif des essais de compression triaxiale, (inst : échantillon instrumenté, non-inst :échantillon non instrumenté)

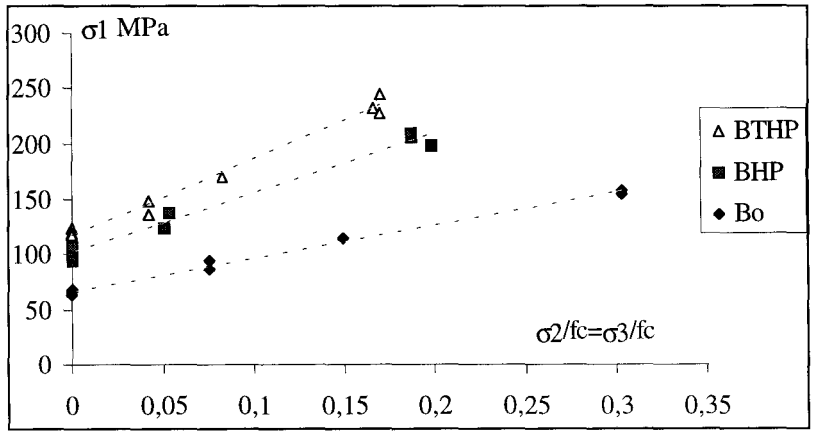


Figure 1 : Relation contrainte ultime – pression de confinement. Bétons Bo, BHP et BTHP

3. Courbes contraintes - déformations

3.1. Béton Bo

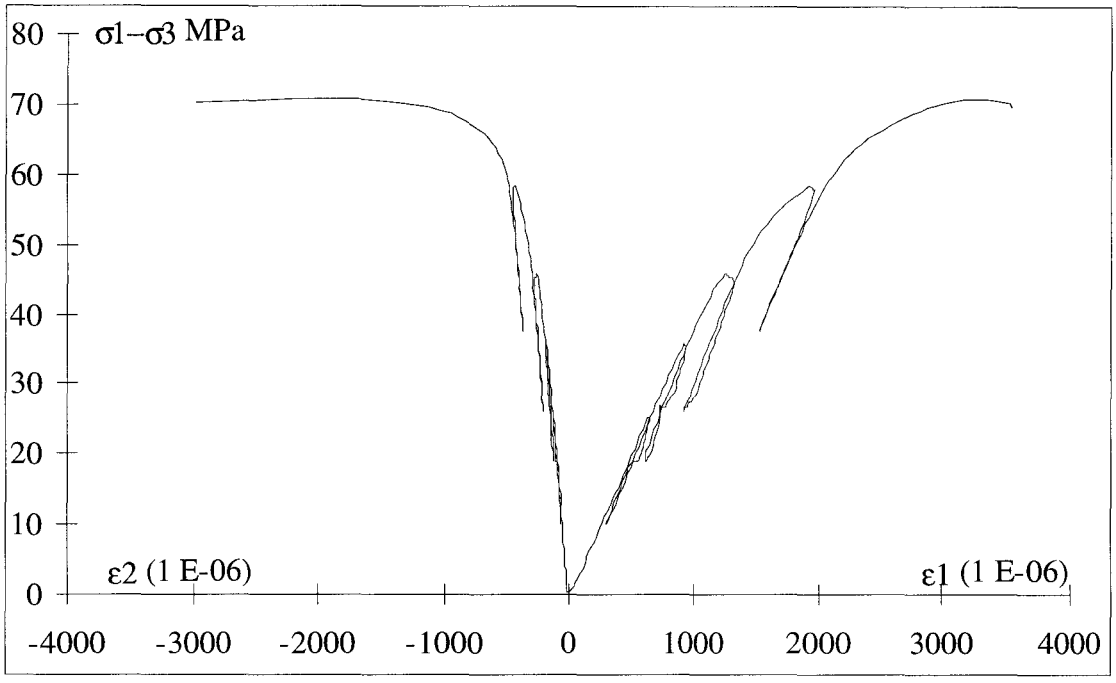


Figure 2 : Courbes contraintes déformations , essai de compression uniaxiale avec cycles de chargement déchargement, Béton Bo

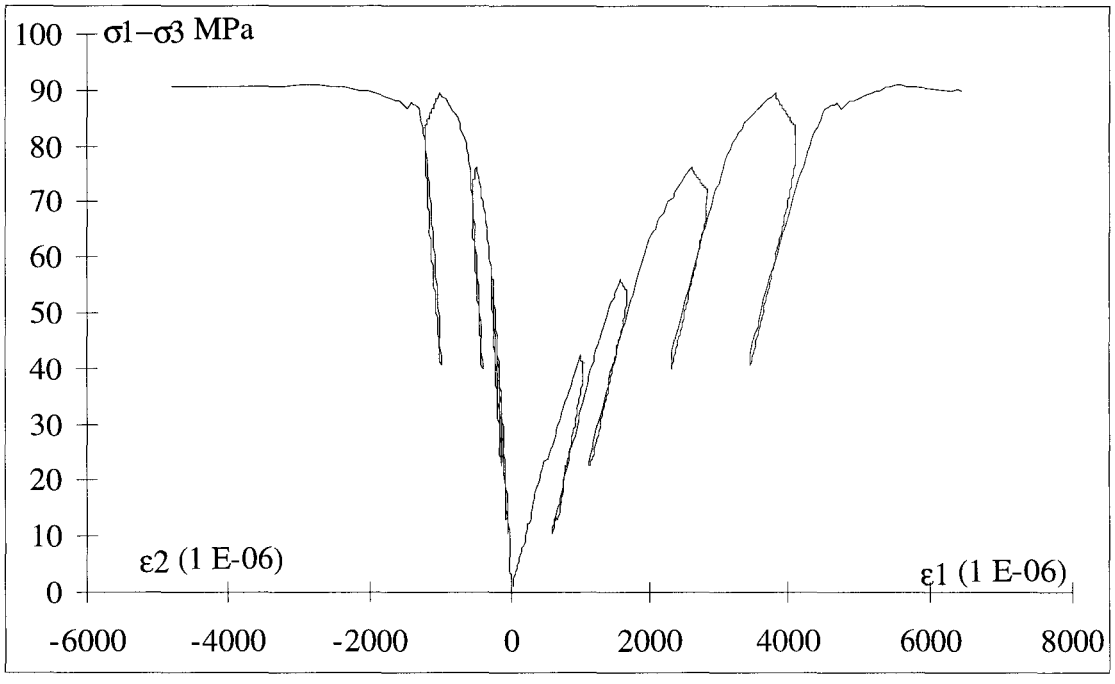


Figure 3 : Courbes contraintes déformations , essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton Bo

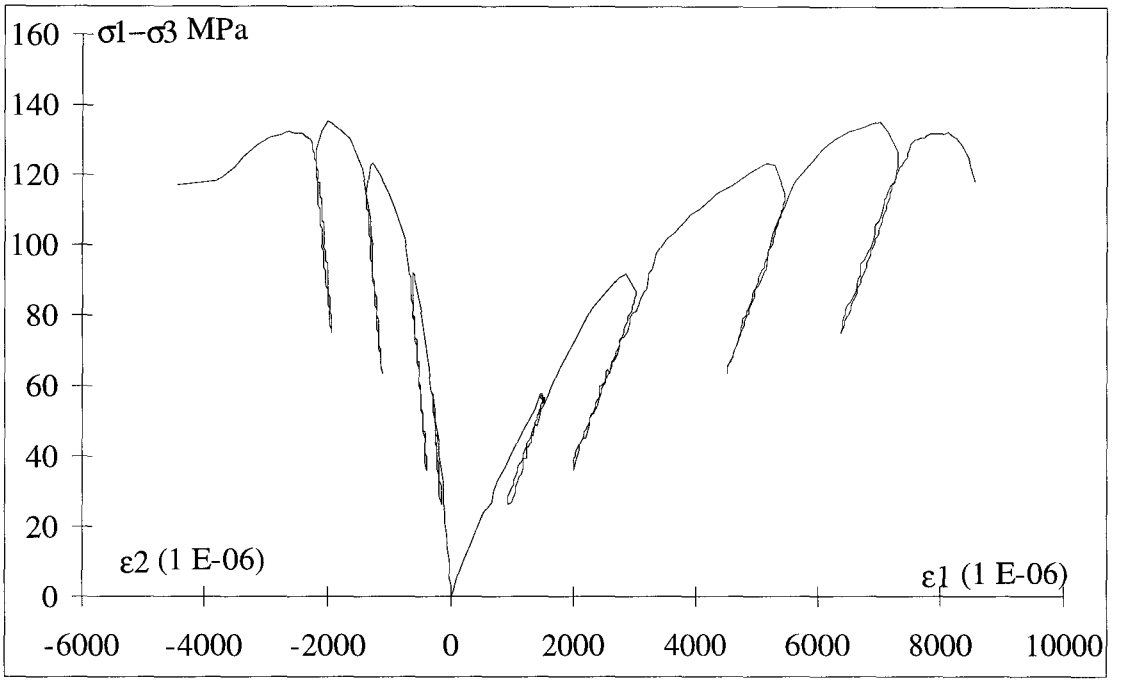


Figure 4 : Courbes contraintes déformations , essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton Bo

3.2. Béton BHP

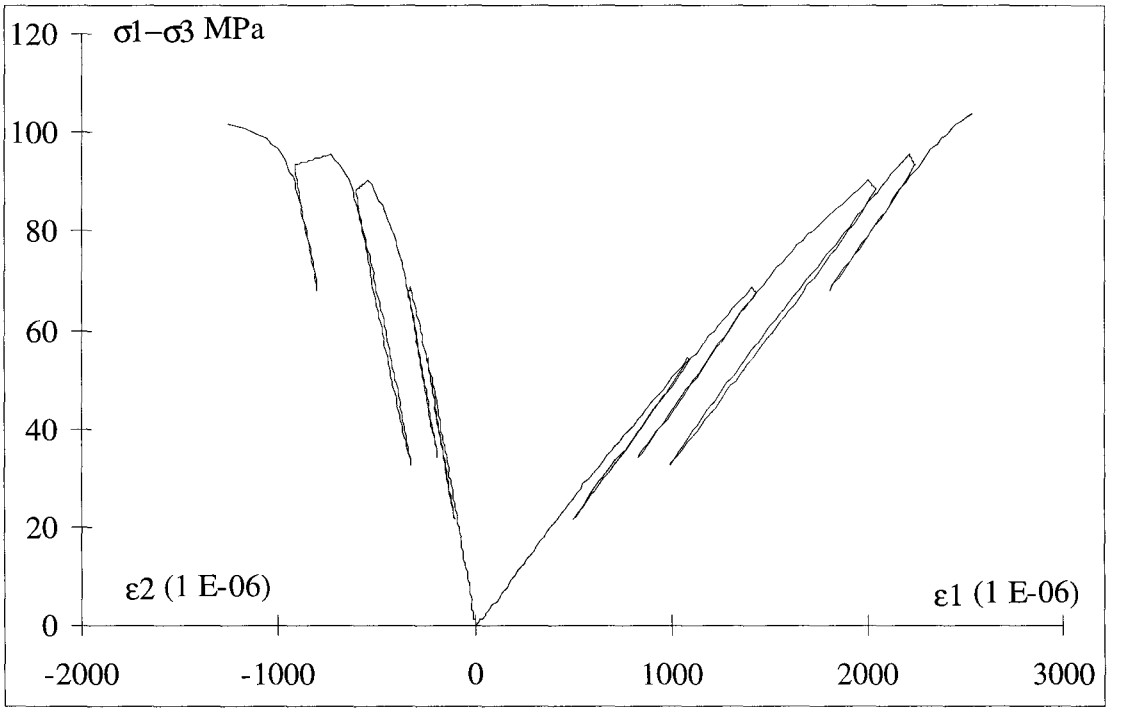


Figure 5 : Courbes contraintes déformations , essai de compression uniaxiale avec cycles de chargement déchargement, Béton BHP

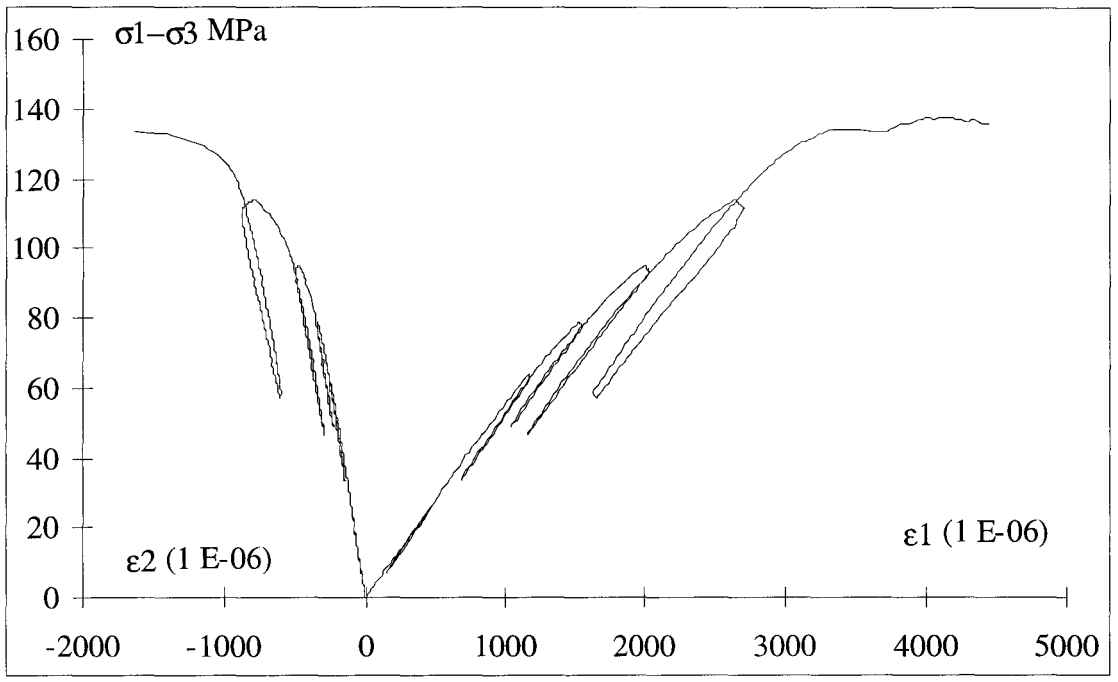


Figure 6 : Courbes contraintes déformations , essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton BHP

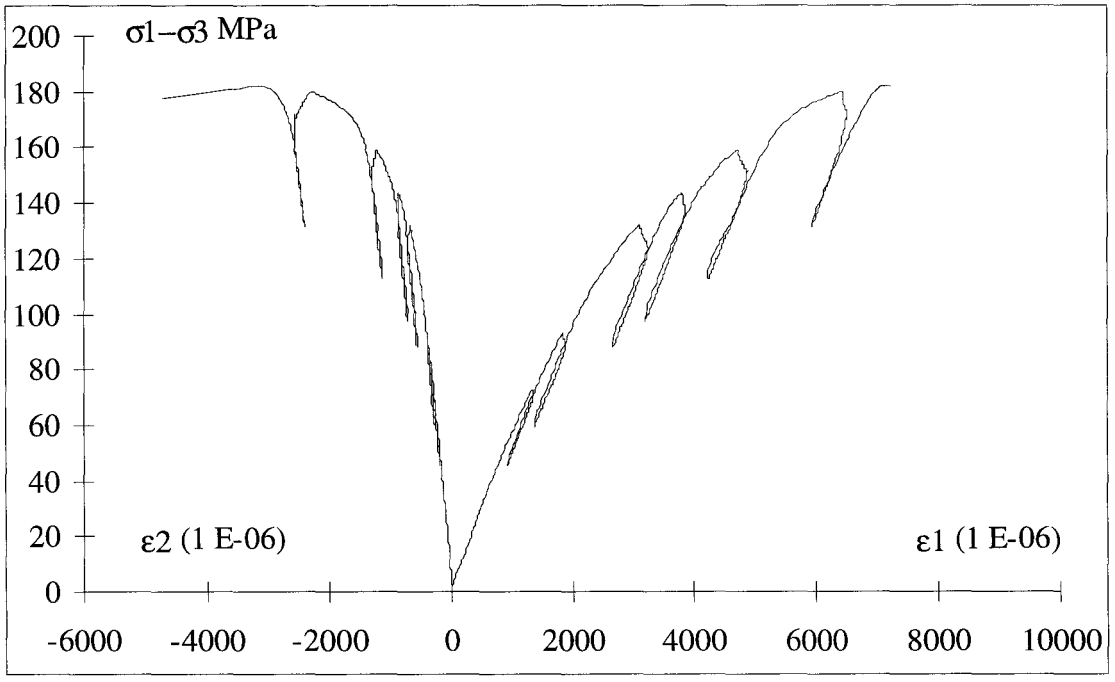


Figure 7 : Courbes contraintes déformations , essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton BHP

3.3. Béton BTHP

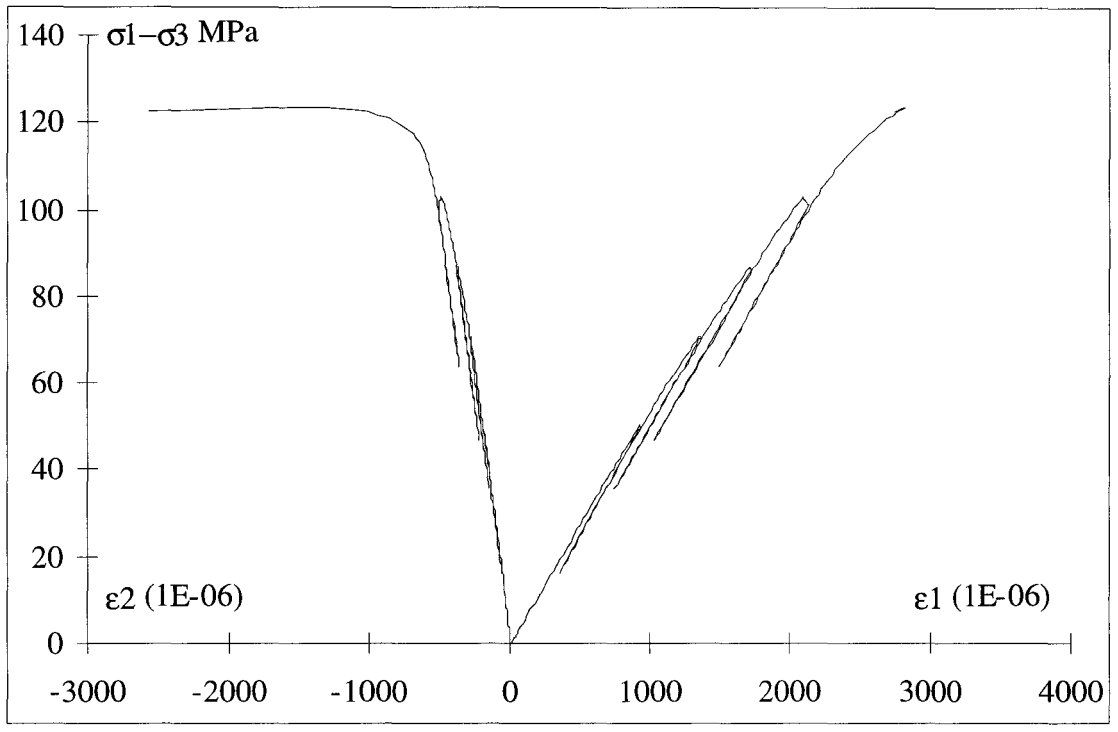


Figure 8 : Courbes contraintes déformations , essai de compression uniaxiale avec cycles de chargement déchargement, Béton BTHP

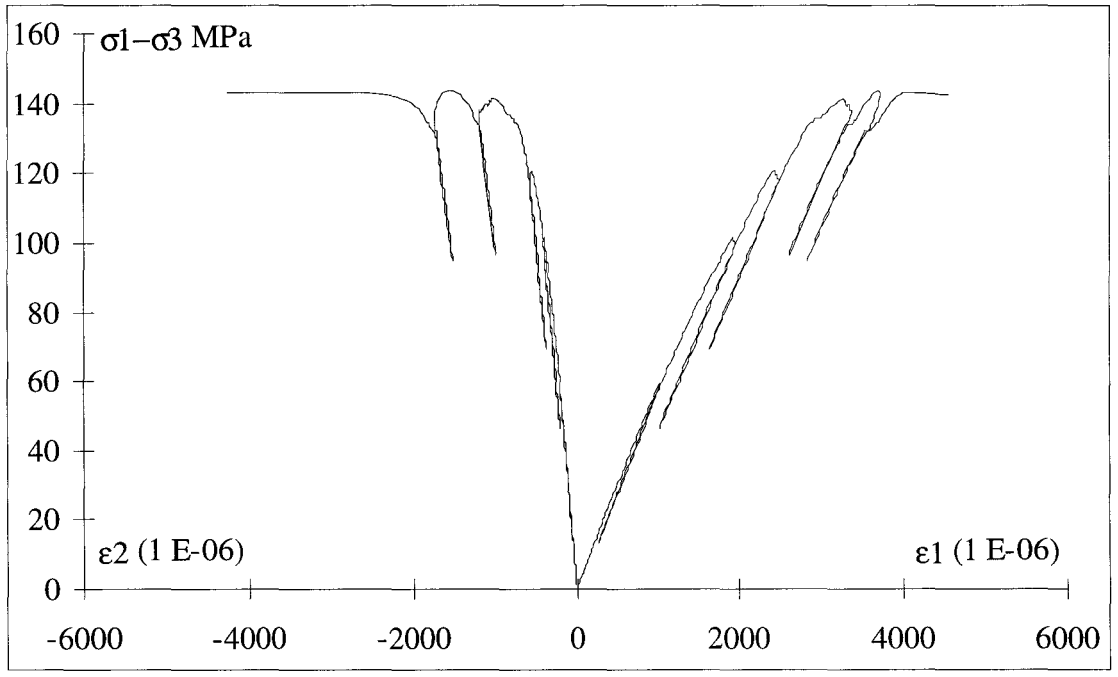


Figure 9 : Courbes contraintes déformations , essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton BTHP

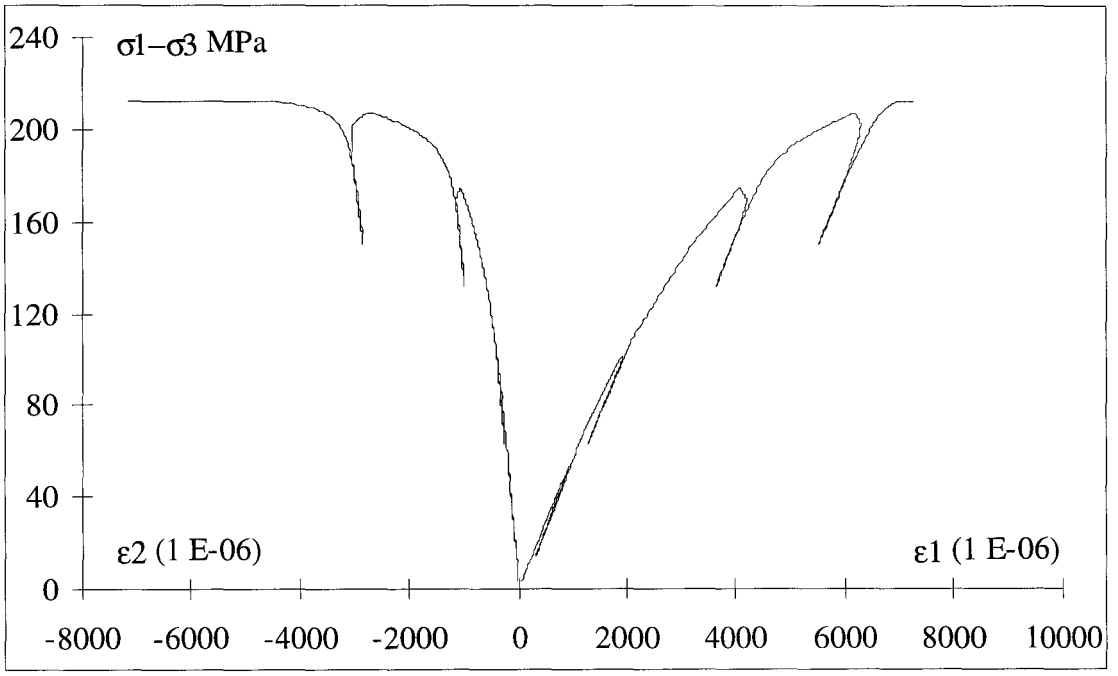


Figure 10 : Courbes contraintes déformations , essai de compression triaxiale avec cycles de chargement déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton BTHP

4. Courbes des déformations volumiques

4.1. Béton Bo

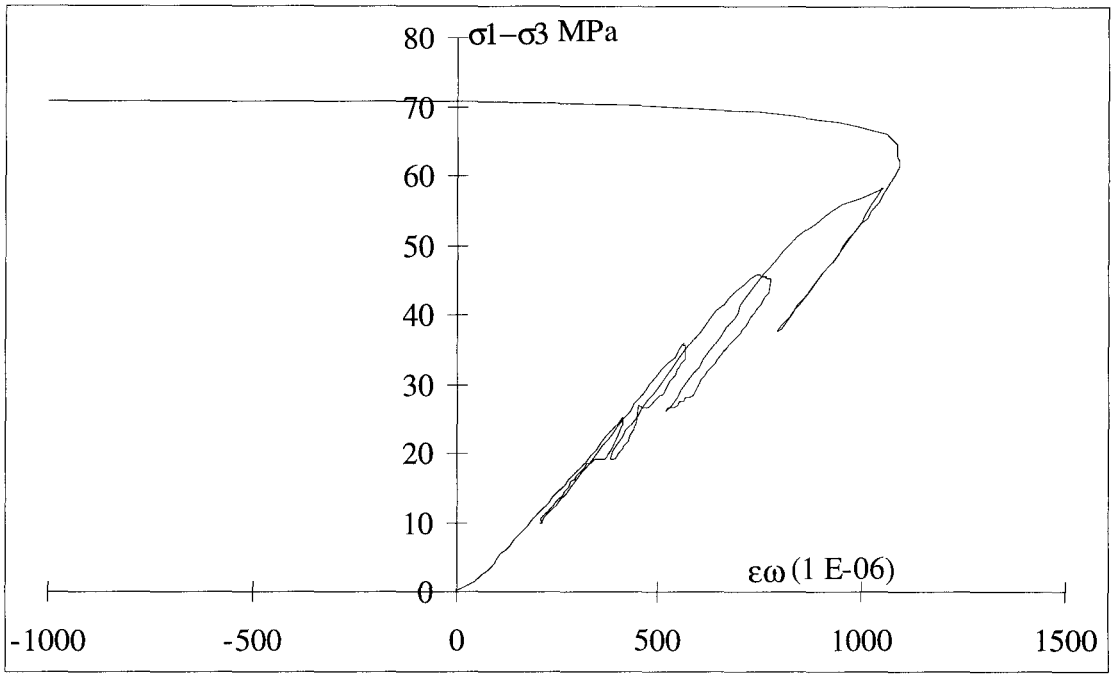


Figure 11 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression simple avec cycles de chargement – déchargement, Béton Bo

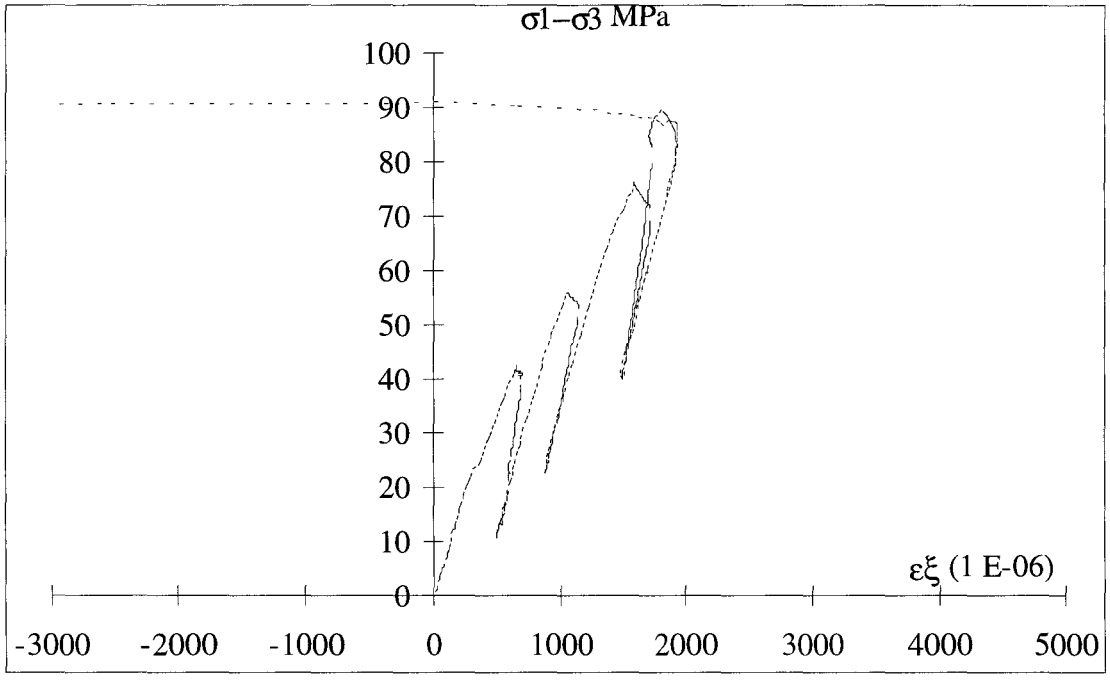


Figure 12 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton Bo

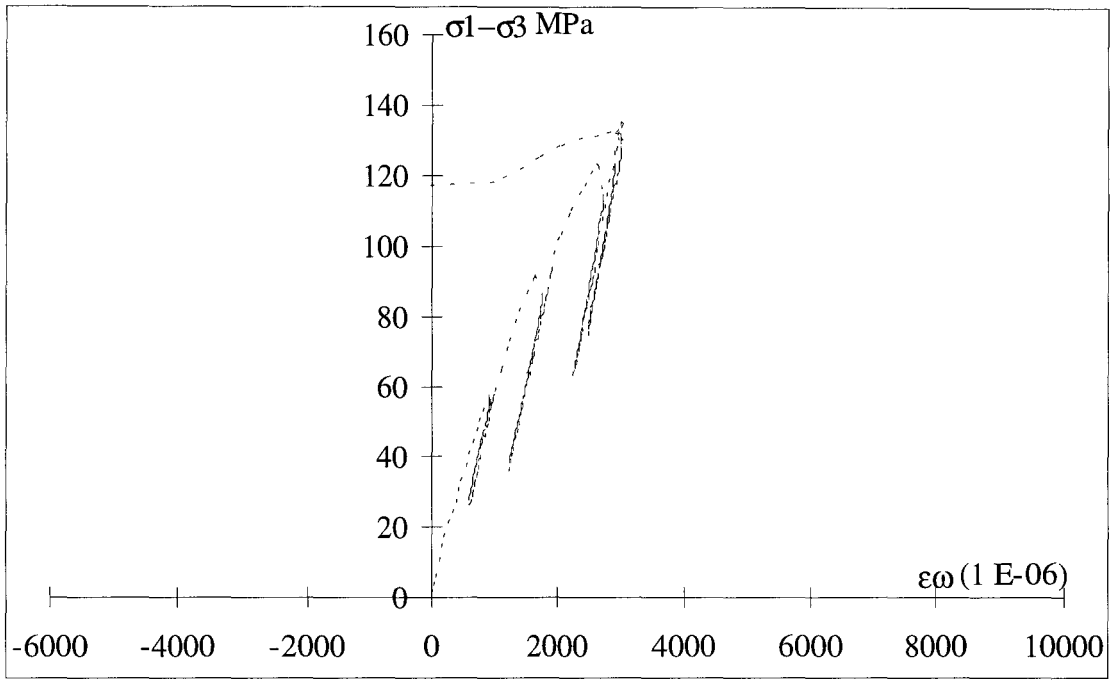


Figure 13 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton Bo

4.2. Béton BHP

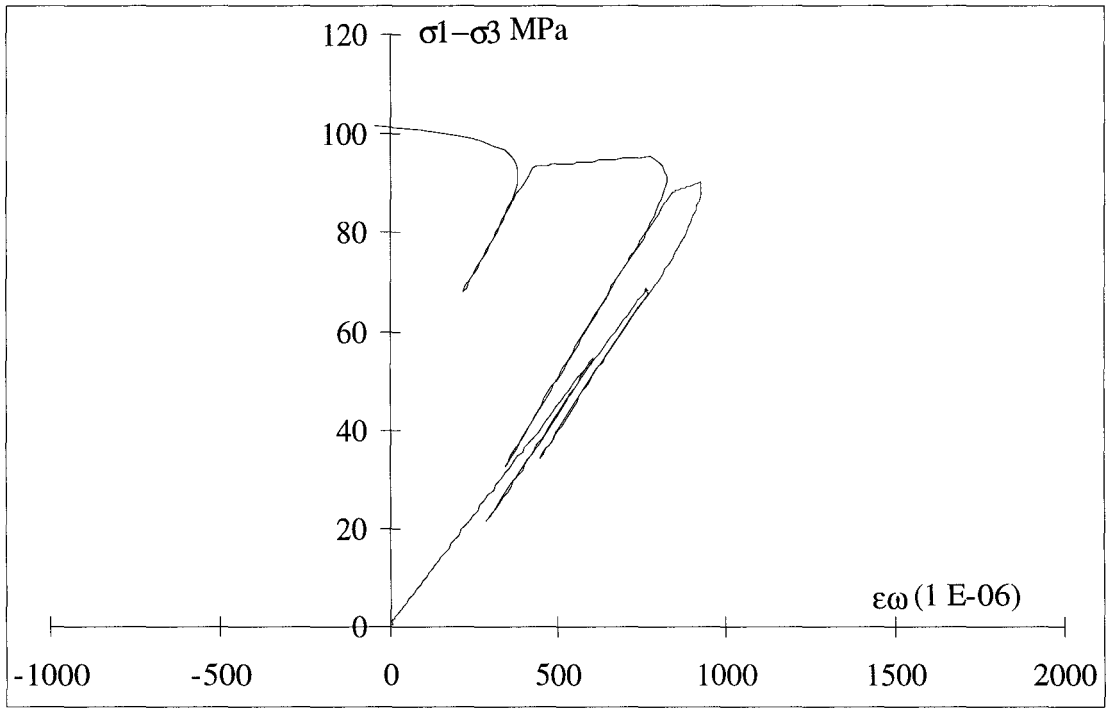


Figure 14 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression simple avec cycles de chargement – déchargement, Béton BHP

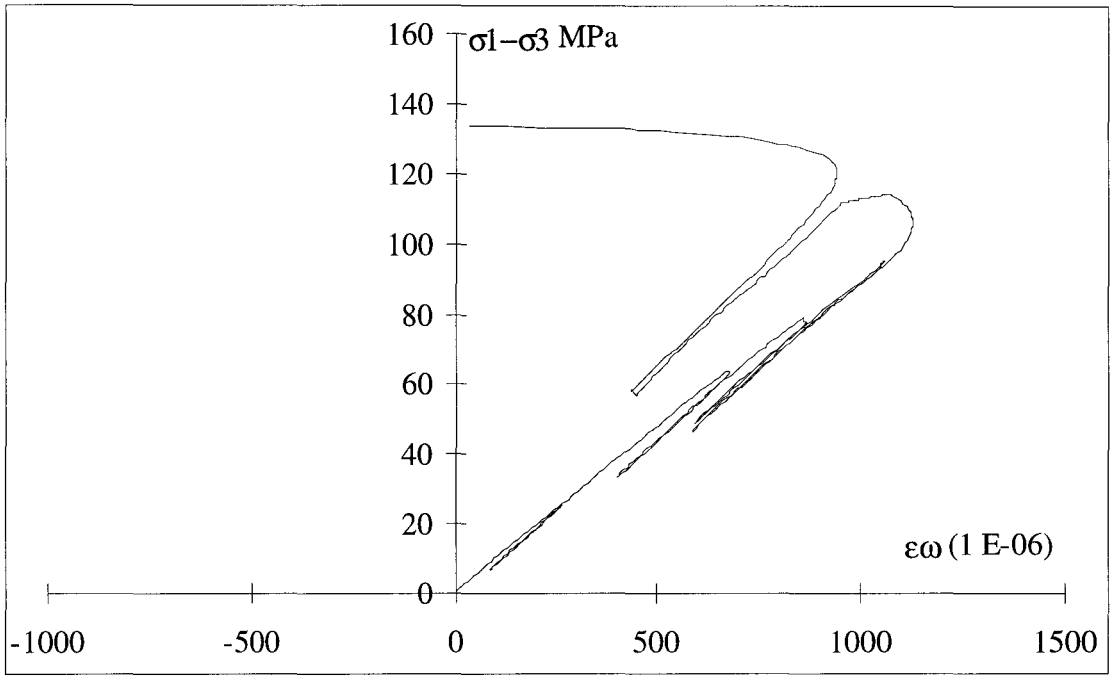


Figure 15 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton BHP

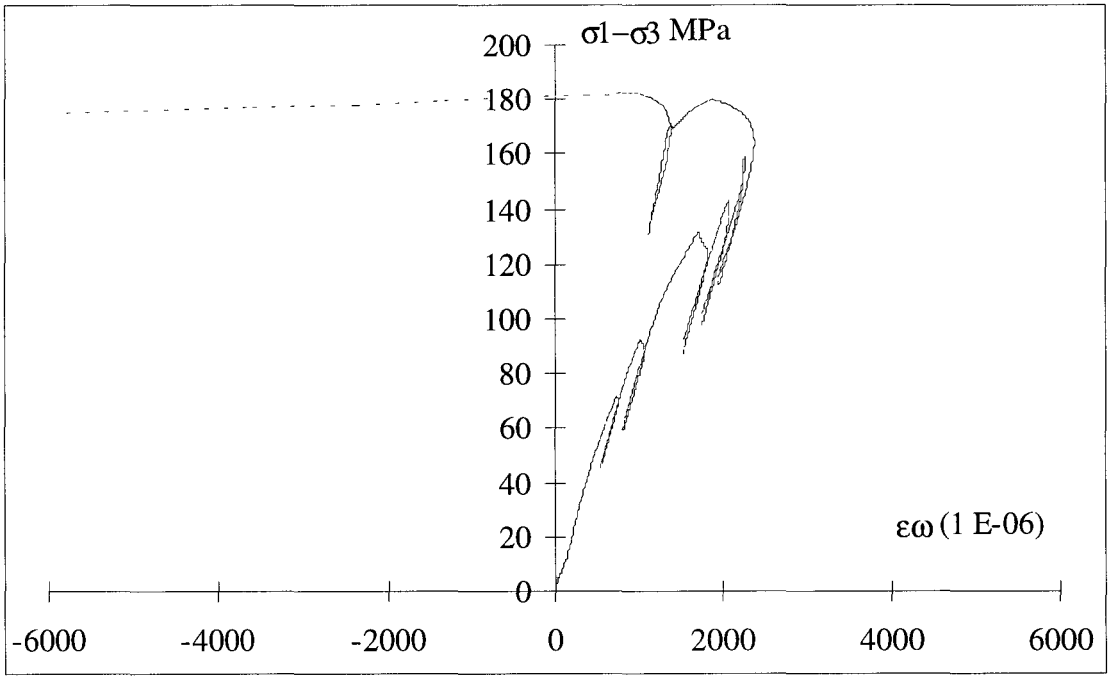


Figure 16 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton BHP

4.3. Béton BTHP

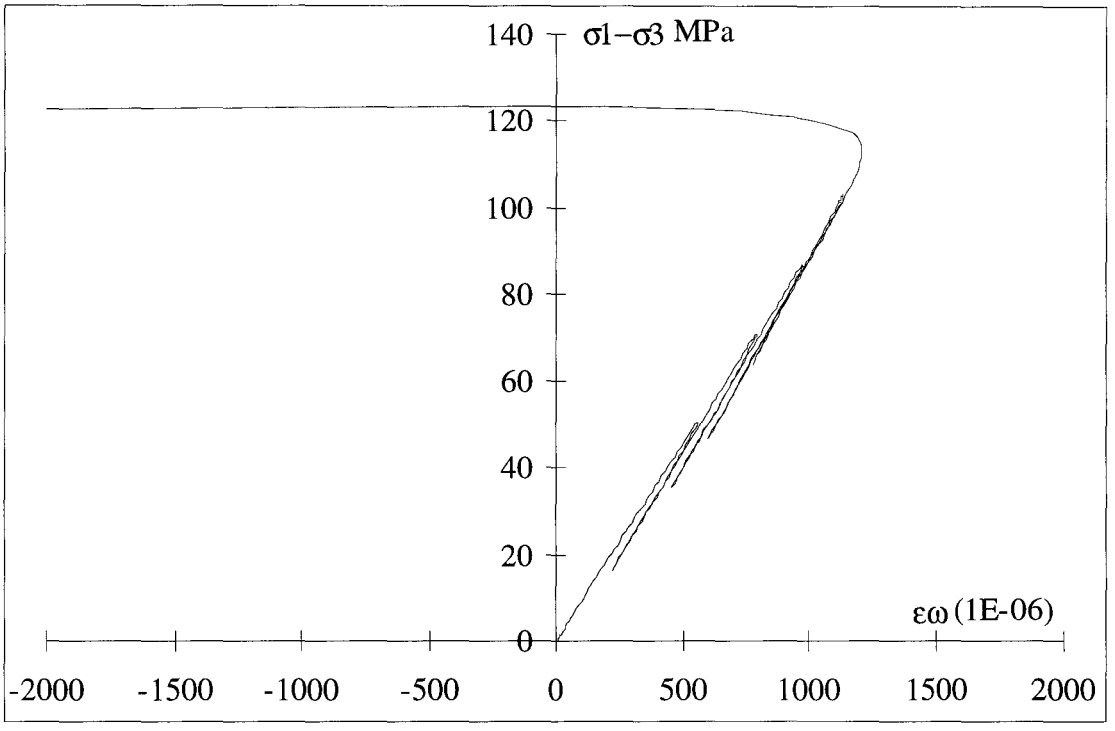


Figure 17 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression simple avec cycles de chargement – déchargement, Béton BTHP

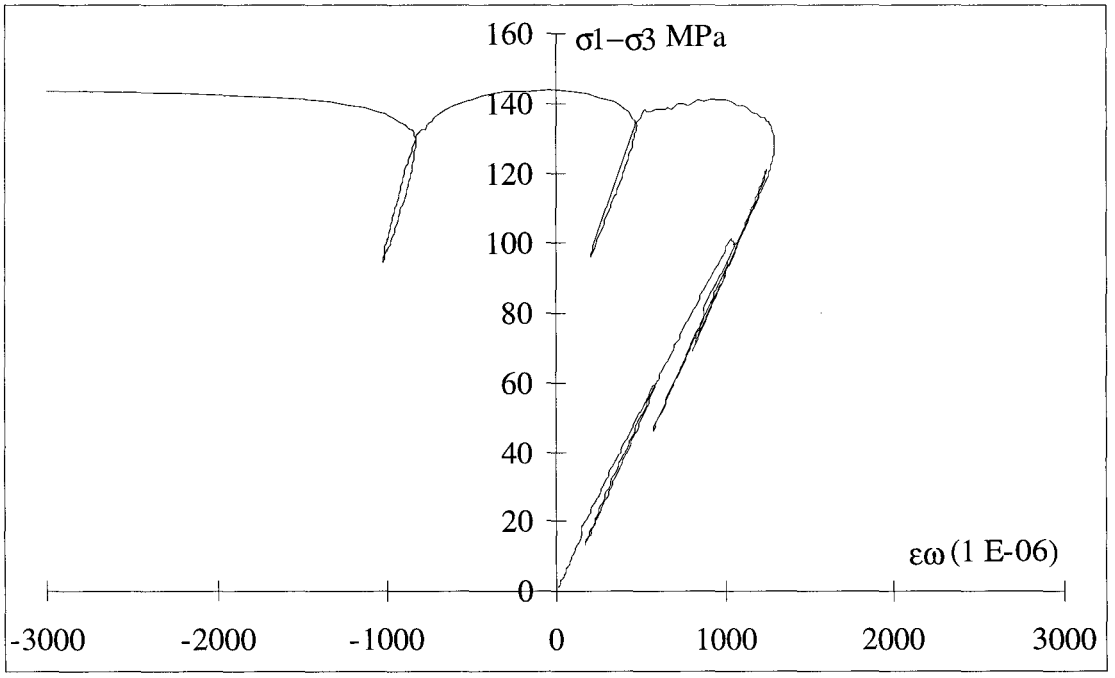


Figure 18 : Courbes des déformations volumiques, essais de compression triaxial avec cycles de chargement – déchargement, pression de confinement 5 MPa, Béton BTHP

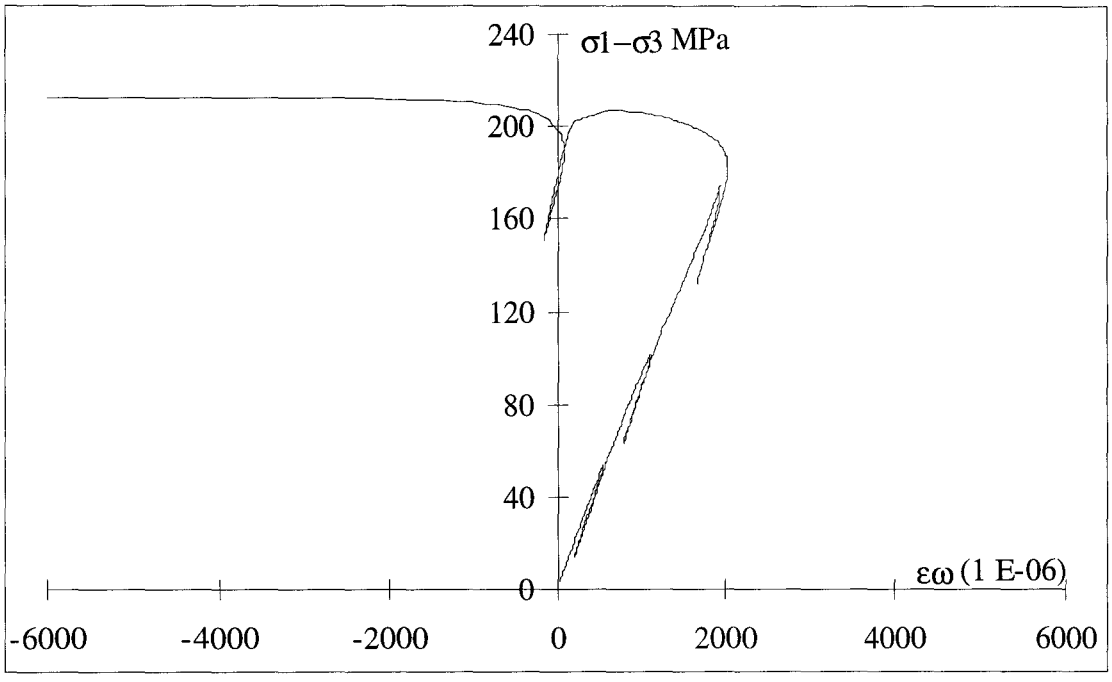


Figure 19 : Courbes des déformations volumiques, essai de compression triaxiale avec cycles de chargement – déchargement, pression de confinement 20 MPa, Béton BTHP

5. Variation des modules longitudinaux et transversaux

Nous utilisons pour les notations la relation, $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{ij}$, dans laquelle C_{ijkl} représente les coefficient de rigidité. Au cours de l'essai de compression, nous pouvons avec des jauges longitudinales (ε_1) et transversales (ε_2) déterminer C_{11} ($\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}$) et C_{12} ($\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_2}$). Les coefficients C_{11o} et C_{12o} correspondent aux caractéristiques mécaniques initiales.

Les figures 19 à 24 présentent les variations des modules longitudinaux et transversaux en fonction de la déformation volumique et transversale.

5.1. Béton Bo

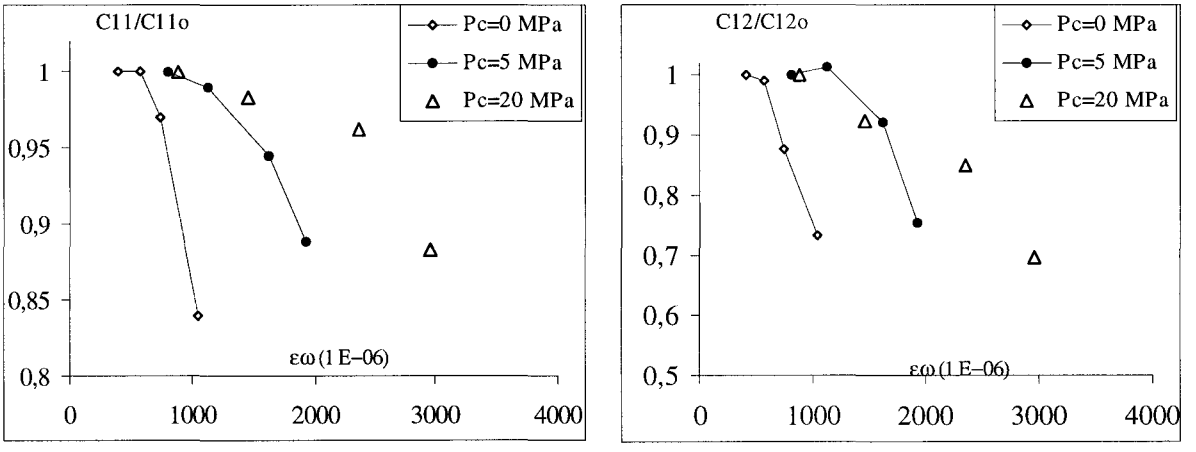


Figure 20 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations volumiques, essais de compression triaxiale pc=0, 5 et 20 MPa

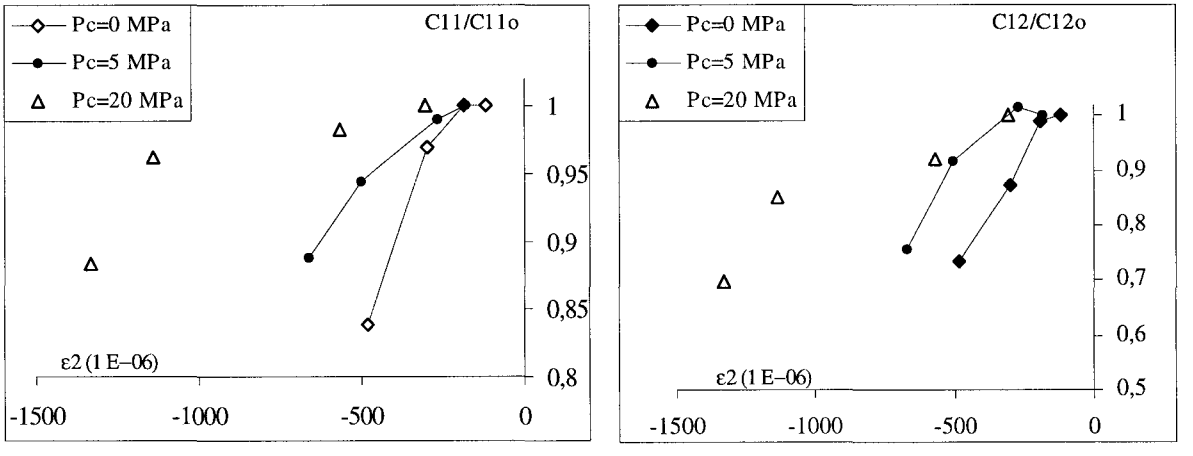


Figure 21 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations transversales, essais de compression triaxiale pc=0, 5 et 20 MPa

5.2. Béton BHP

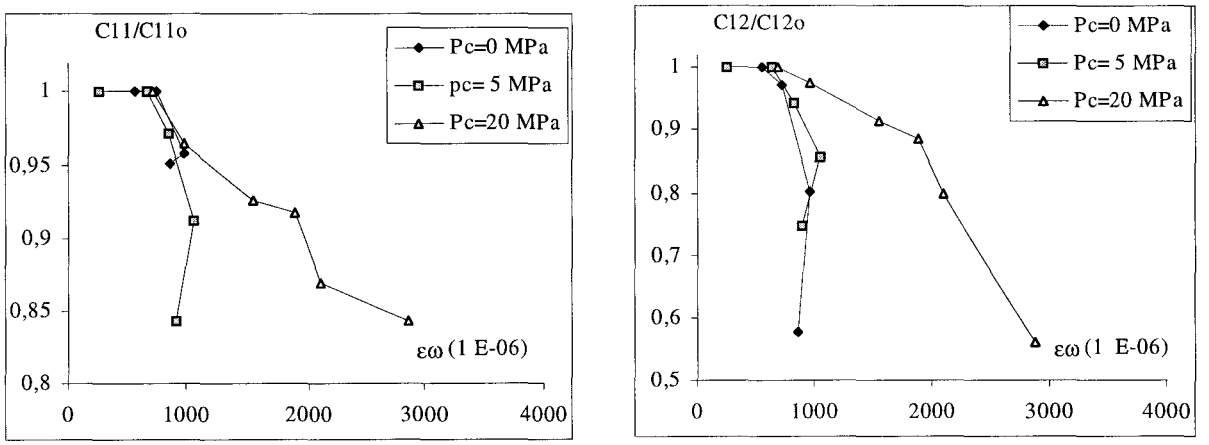


Figure 22 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations volumiques, essais de compression triaxiale pc=0, 5 et 20 MPa

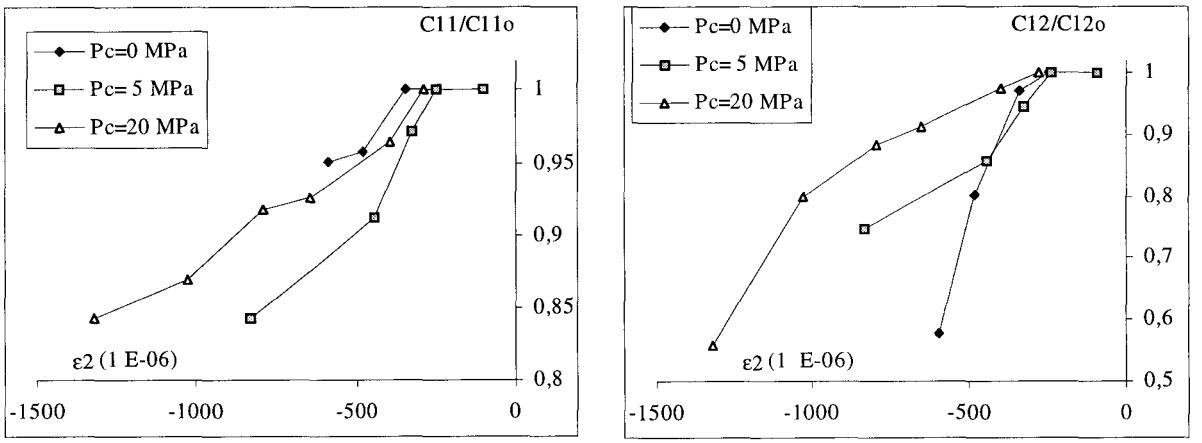


Figure 23 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations transversales, essais de compression triaxiale pc=0, 5 et 20 MPa

5.3. Béton BTHP

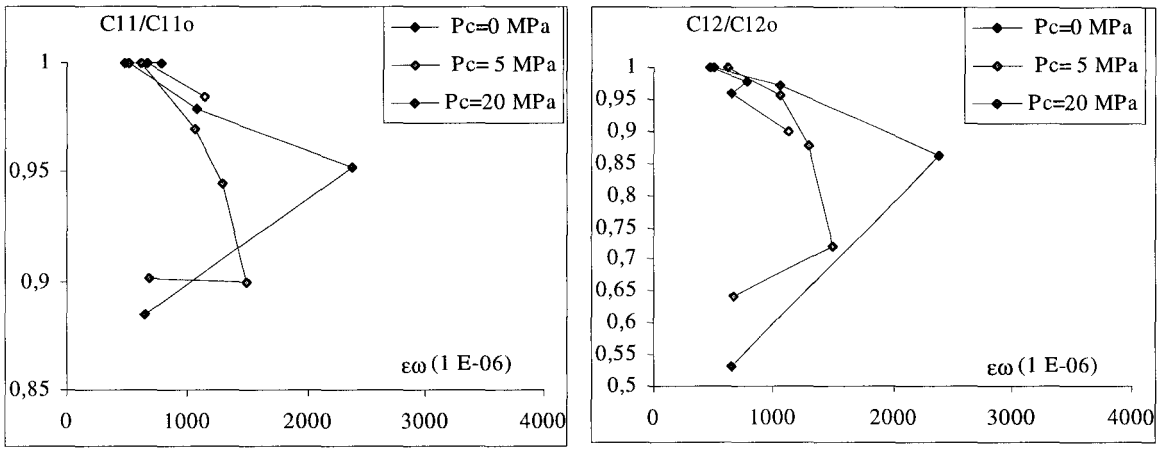


Figure 24 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations volumiques, essais de compression triaxiale pc=0, 5 et 20 MPa

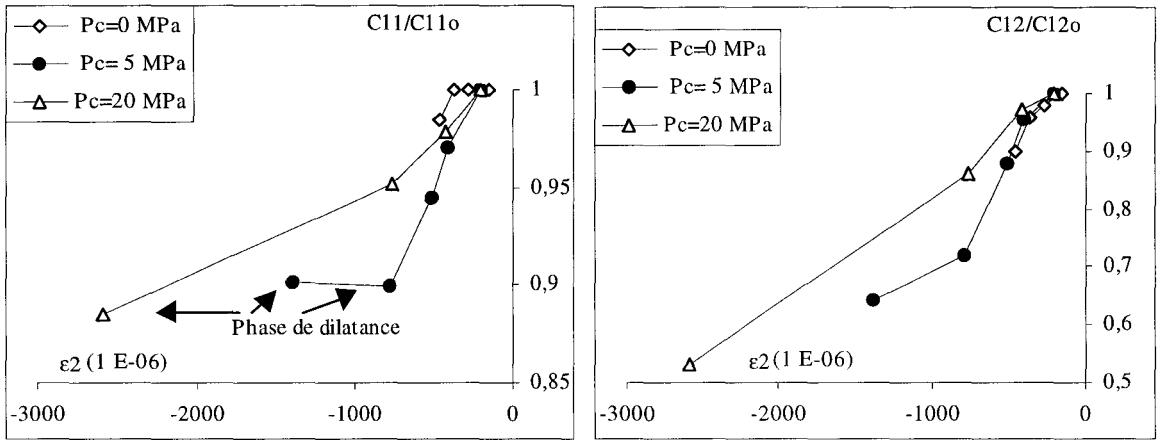


Figure 25 : Variations des modules transversaux et longitudinaux en fonction des déformations volumiques, essais de compression triaxiale pc=0, 5 et 20 MPa

6. Tableaux récapitulatifs des essais triaxiaux avec cycles

6.1. Béton Bo

ε1	ε2	εω	σ1−σ3 MPa	σ%	E (C11) MPa	C12 MPa
cps						
629	-114,5	400	24,13	34,03	46574	-222247
941	-185	571	35,34	49,84	46574	-220292
1336	-296,5	743	44,87	63,29	45144	-194536
2020	-483,5	1053	57,32	80,85	39082	-163157
cps						
441,5	-101,5	238,5	20,38	31,13	47950	-228333
673,5	-154,5	364,5	30,1	45,98	47425	-225833
905	-209	487	39,02	59,61	46280	-220381
1128	-260,5	607	46,2	70,58	46050	-219286
1436,5	-371,5	693,5	55,47	84,74	44980	-179920
Pc=5 MPa						
1173	-182	809	41,39	45,48	49429	-224961
1670	-266	1138	54,73	60,14	48945	-228281
2626,5	-501,5	1623,5	72,46	79,63	46677	-206761
3259	-668,5	1922	79,93	87,84	43904	-169762
Pc=20 MPa						
1485	-300	885	57,67	42,66	50708	-236300
2604	-567	1470	91,64	67,78	46154	-204374
4648,5	-1143	2362,5	123,24	91,15	48458	-209721
5632	-1332,5	2967	135,2	100,00	44793	-164467

Tableau 10 : Tableau récapitulatif des niveaux de déformation, de contrainte et de l'évolution des caractéristiques mécaniques C_{11} et C_{12}, essais de compression simple et de compression triaxiale Pc=0, 5 et 20 MPa, Béton Bo

6.2. Béton BHP

ε1	ε2	εω	σ1–σ3 MPa	σ%	E (C11) MPa	C12 MPa
cps						
1057	-248,5	560	52,5	50,69	54252	-237179
1416,5	-341	734,5	68,59	66,23	54547	-230246
1932	-479	974	89,32	86,24	52270	-190123
2050	-595	860	94,52	91,26	51879	-136897
Pc=5 MPa						
458	-98,5	261	25,55	19,09	58880	-272824
1136,5	-243	650,5	58,51	43,72	59787	-272524
1482,5	-323,5	835,5	74,28	55,50	56712	-252759
1942,5	-443	1056,5	91,44	68,33	52704	-222871
2576,5	-833,5	909,5	109,4	81,75	50428	-203923
Pc=20 MPa						
1268	-282,5	703	69,69	38,24	57150	-242011
1765,5	-393,5	978,5	92,01	50,49	55097	-236204
2858	-651,5	1555	130,79	71,78	52904	-220896
3487,5	-797	1893,5	142,68	78,30	52469	-213887
4158	-1026	2106	158,25	86,85	49691	-193442
5520,5	-1323	2874,5	179,29	98,39	48141	-135506

Tableau 11 : Tableau récapitulatif des niveaux de déformation, de contrainte et de l'évolution des caractéristiques mécaniques C_{11} et C_{12}, essais de compression simple et de compression triaxiale Pc=0, 5 et 20 MPa, Béton BHP

6.3. Bétons BTHP

ε1	ε2	εω	σ1–σ3 MPa	σ%	E (C11) MPa	C12 MPa
cps						
778	-154,5	469	40,43	32,77	56558	-262919
1338	-277	784	68,45	55,49	56632	-257500
1384,5	-362,5	659,5	83,85	67,97	56700	-252414
2050,5	-454,5	1141,5	100,2	81,23	55833	-236612
Pc=5 Mpa						
1028	-206,5	615	58	40,36	59371	-274873
1871,5	-402,5	1066,5	101,48	70,62	57590	-262574
2316,5	-508,5	1299,5	120,01	83,52	56078	-241030
3066	-780	1506	141,23	98,29	53401	-197957
3453	-1392	669	143,15	99,62	53529	-176345
Pc=20 Mpa						
912,5	-205	502,5	50,5	23,79	60713	-266473
1908	-415	1078	101,52	47,83	59405	-258996
3918	-766	2386	173,44	81,71	57811	-229740
5828,5	-2592	644,5	207,18	97,61	53754	-141700

Tableau 12 : Tableau récapitulatif des niveaux de déformation, de contrainte et de l'évolution des caractéristiques mécaniques C_{11} et C_{12}, essais de compression simple et de compression triaxiale Pc=0, 5 et 20 MPa, Béton BTHP

ANNEXE II

Cette annexe est un complément au chapitre III, elle présente une schématisation du dispositif expérimental utilisé en torsion compression. Cette annexe est compléter par des photographies des faciès de rupture des échantillons soumis à de la torsion pure et à de la torsion compression.

1 Machine de Torsion compression

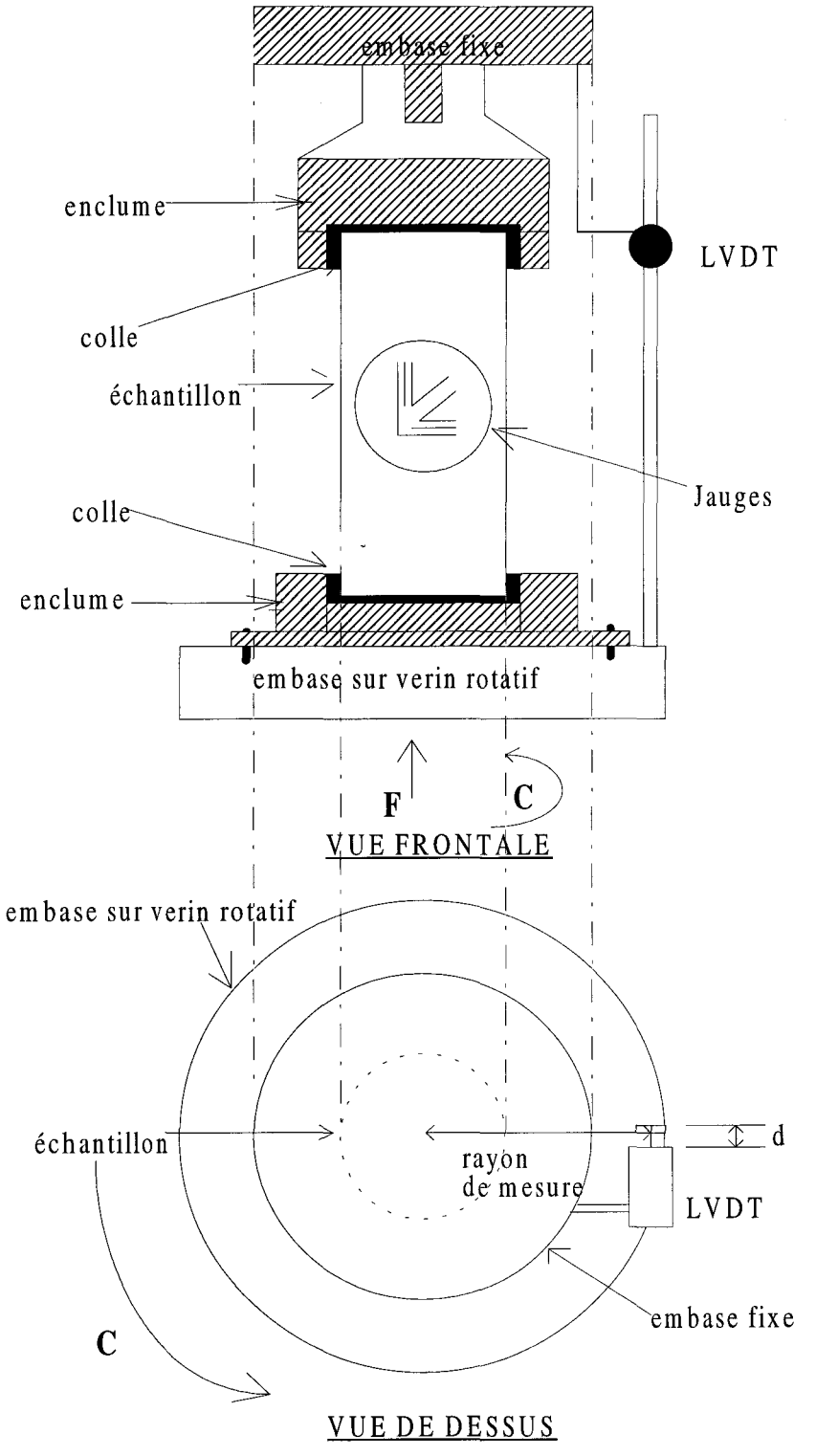
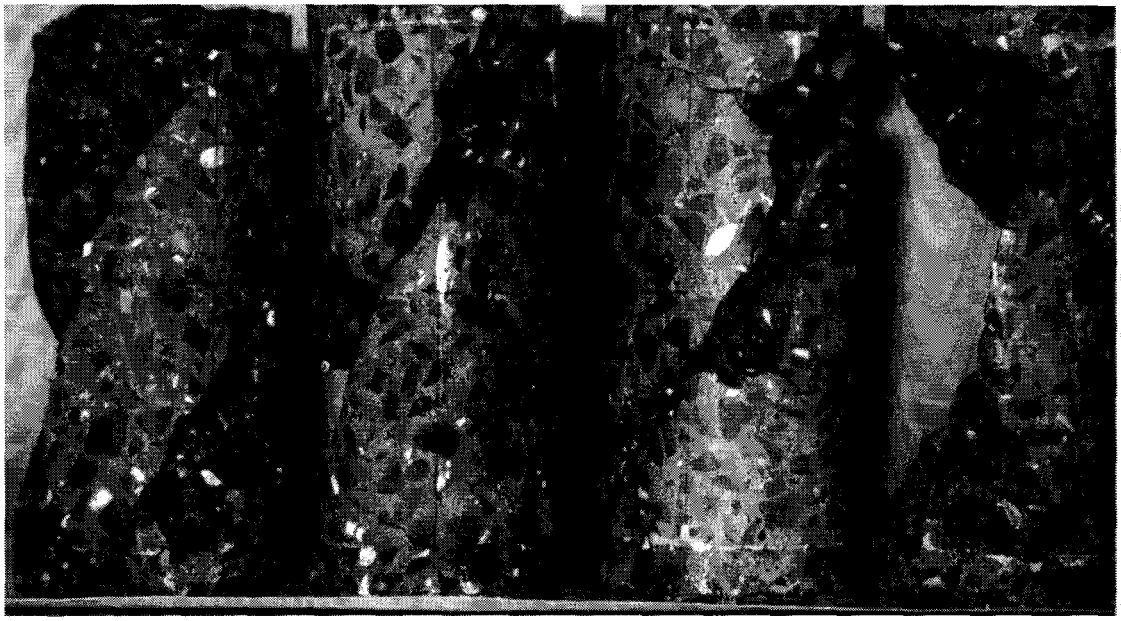


Figure 1 : Schématisation de la machine de Torsion-Compression



σ=16% σ=25% σ=32% σ=55%

Figure 2 : Rupture en torsion-compression, Béton BTHP

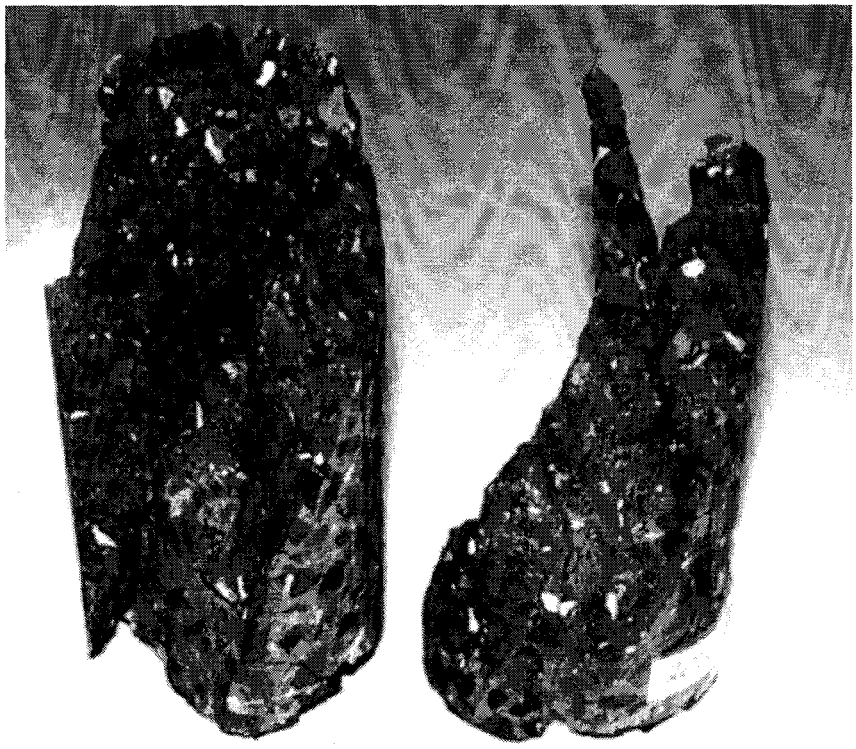


Figure 3 : Rupture en torsion-compression , Béton BHP, σ=25% fc28

BU LILLE I

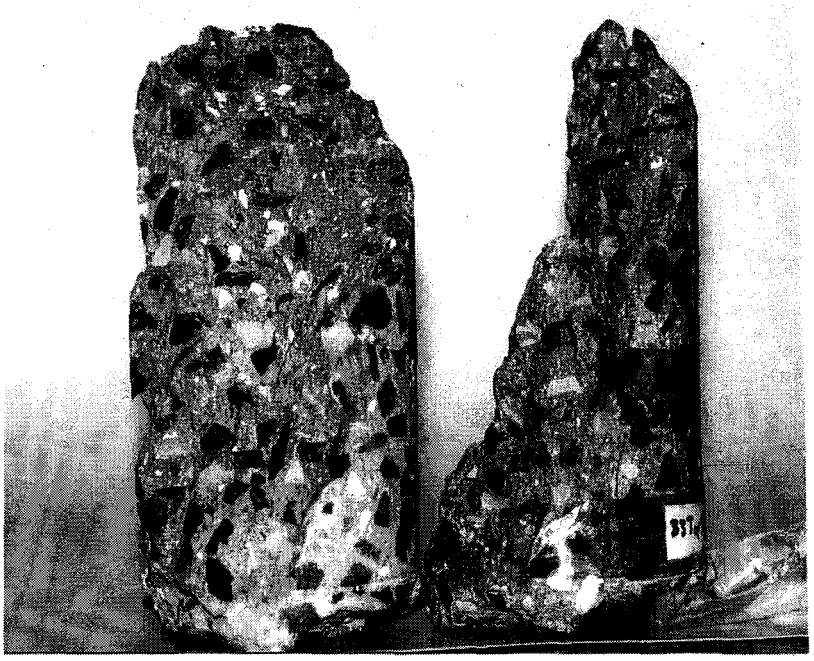


Figure 4 : Exemple de rupture intergranulaire, Béton Bo, σ=55% de fc28



Figure 5 : Exemple de rupture intragranulaire, Béton BTHP, essai de torsion-compression σ=20% de fc28

BU LILLE I

ANNEXE III

Cette annexe est un complément au chapitre IV, elle présente les courbes de détermination de perte d'homogénéité des réponses pour l'évaluation des couples au seuil de fissuration. Ces courbes sont suivies de tableaux et de graphiques récapitulatifs.
Le paragraphe 4 présente un graphique de comparaison avec les données de la littérature.

---

1 Perte d'homogénéité des responses 191

1.1 Béton Bo 191

1.2 Béton BHP 192

1.3 Béton BTHP 193

2 Tableau récapitulatif 194

3 Récapitulatif des essais de torsion-compression 194

4 Comparaison avec les données de la littérature 196

---

1 Perte d'homogénéité des responses

1.1 Béton Bo

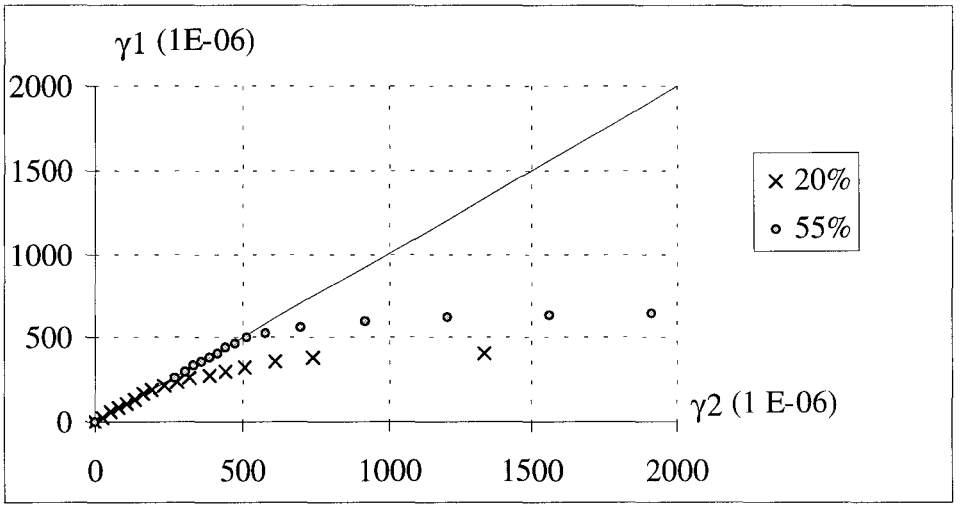


Figure 1 : Détection de la perte d'homogénéité, repère γ1-γ2, Essais de torsion compression (σ=5% et 25% fc28)

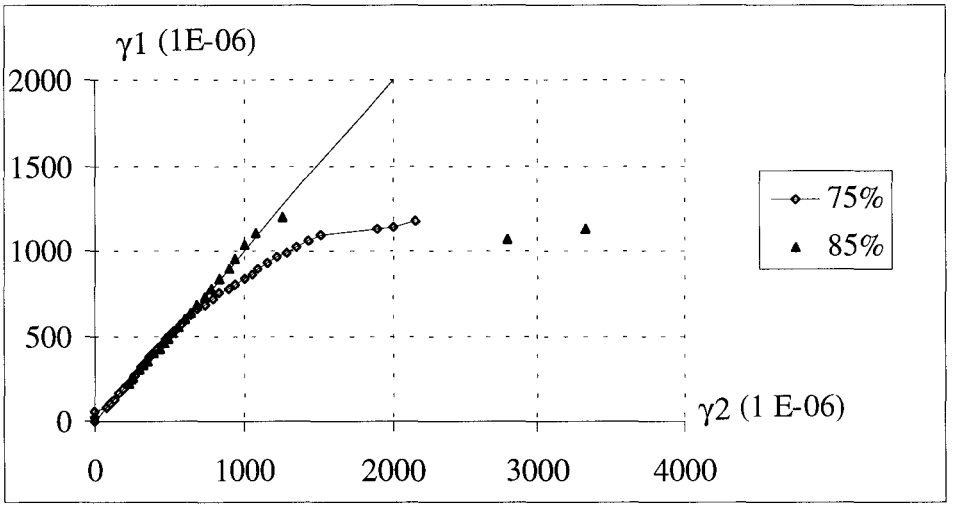


Figure 2 : Détection de la perte d'homogénéité, repère γ1-γ2, Essais de torsion compression (σ=75% et 85% fc28)

1.2 Béton BHP

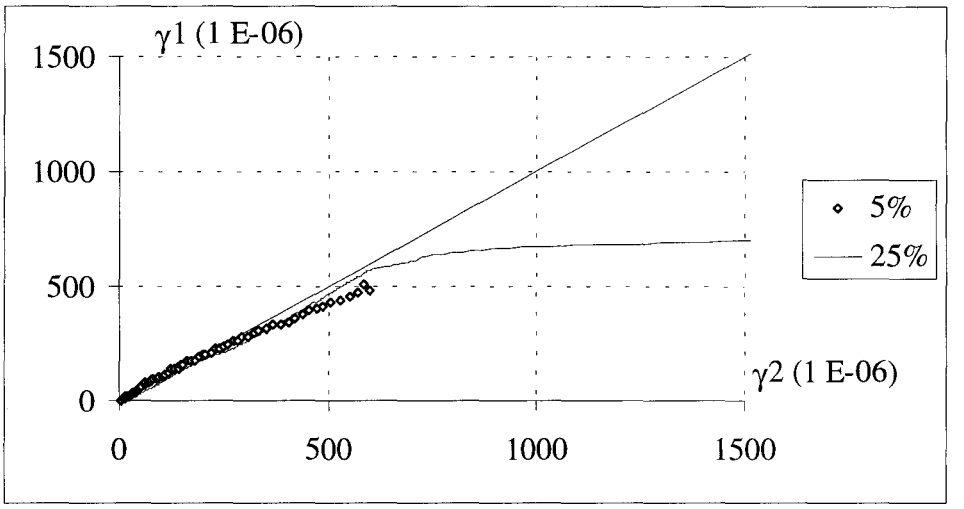


Figure 3 : Détection de la perte d'homogénéité, repère γ1-γ2, Essais de torsion compression (σ=5% et 25% fc28)

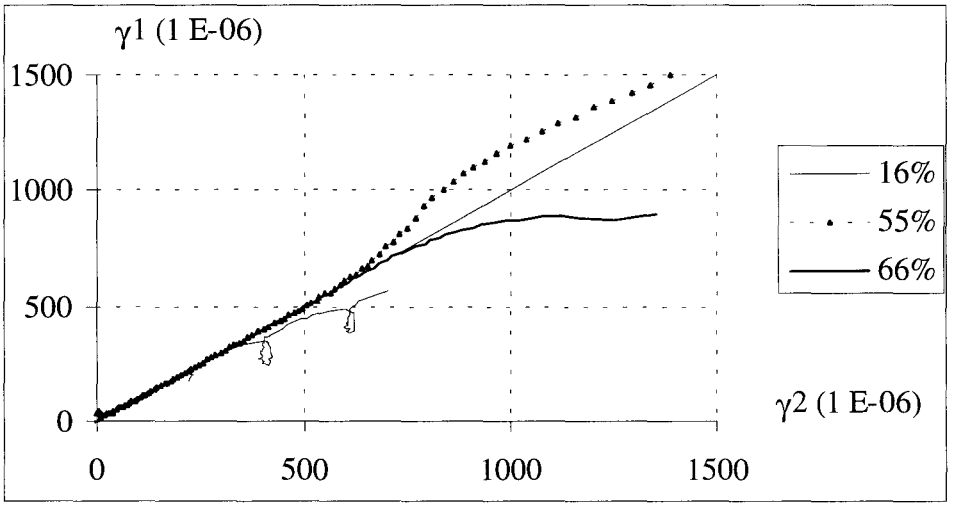


Figure 4 : Détection de la perte d'homogénéité, repère γ1-γ2, Essais de torsion compression (σ=35% 55% et 66% fc28)

1.3 Béton BTHP

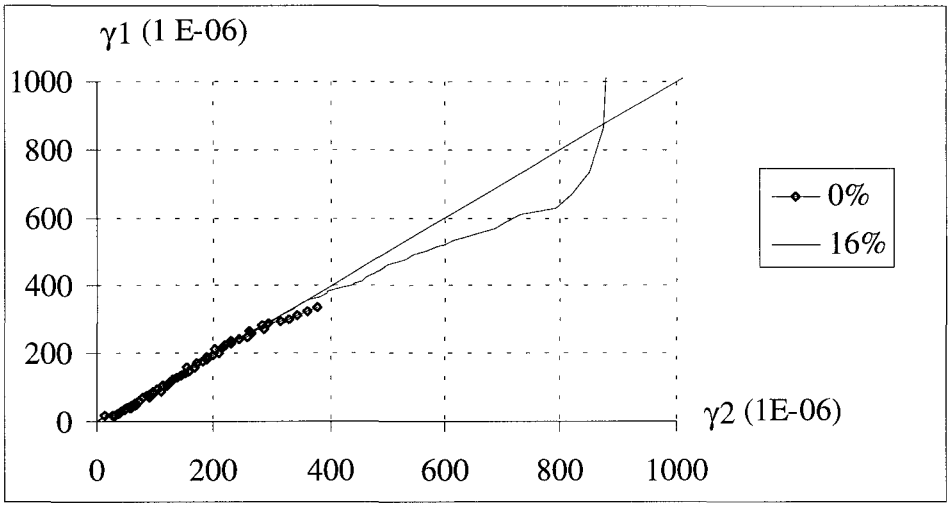


Figure 5 : Détection de la perte d'homogénéité, repère γ1-γ2, Essais de torsion pure et de torsion compression (σ=16% fc28)

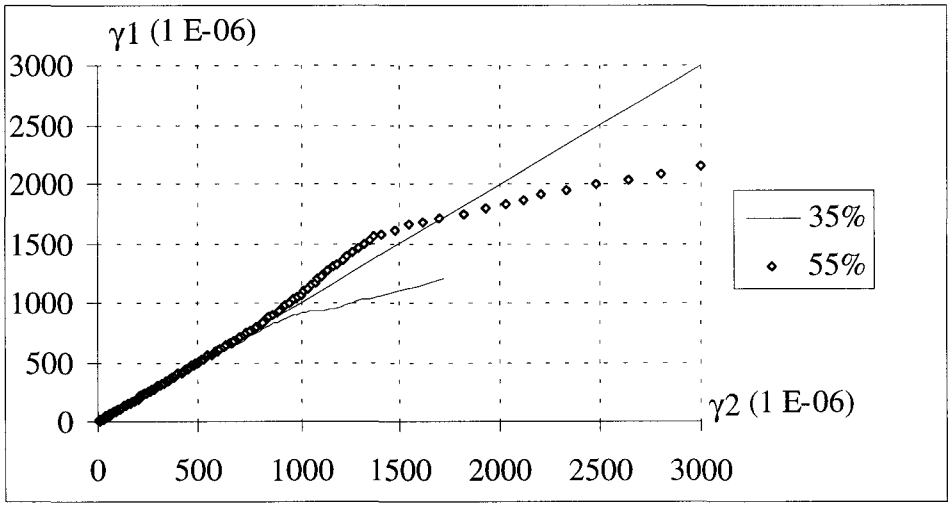


Figure 6 : Détection de la perte d'homogénéité, repère γ1-γ2, Essais de torsion compression (σ=35% et 55% fc28)

2 Tableau récapitulatif

		Couple de Torsion N.m		
	σ %fc28	C seuil de linéarité	C seuil de fissuration	C rupture
Bo	0%	183,2	259	356
	20%	340	370	540
	55%	473,28	555	943
	75%	548	629	1030
	85%	426	666	1001
BHP	0%	228	360	427
	5%	300	486	640
	16%	450	668	927
	25%	530	821	1160
	55%	685	932	1425
	66%	719	1251	1590
BTHP	0%	370	450	495
	4%	430	451	530
	16%	655,17	831	1196
	25%	768,85	976	1454
	32%	894	1120	1771
	55%	1053	1335	1932

Tableau 1 : Récapitulatif des couples de torsion au seuil de linéarité, de fissuration et de rupture

3 Récapitulatif des essais de torsion-compression

Les essais de torsion pure et de torsion compression, présentés dans le manuscript, ont été validés par des essais complémentaires. Les figures 7 à 9 présentent l'ensemble des résultats sous forme de barre d'incertitude. Les essais réprésentes sous forme de cercle sont les essais retenus et présentés dans le manuscript. Le critère de sélection étant le parfait fonctionnement de l'ensemble des jauges d'extensométrie et le faible écart entre les mesures diamétralement opposées. Les barres d'incertitude, présentées sur ces figures, montrent les valeurs maximales et minimales obtenues lors de la répétition des essais. Les essais présentant des phénomènes de flexion parasite, remarquables par les faibles résistances obtenues et la modification du mode de rupture, ont été écartés.

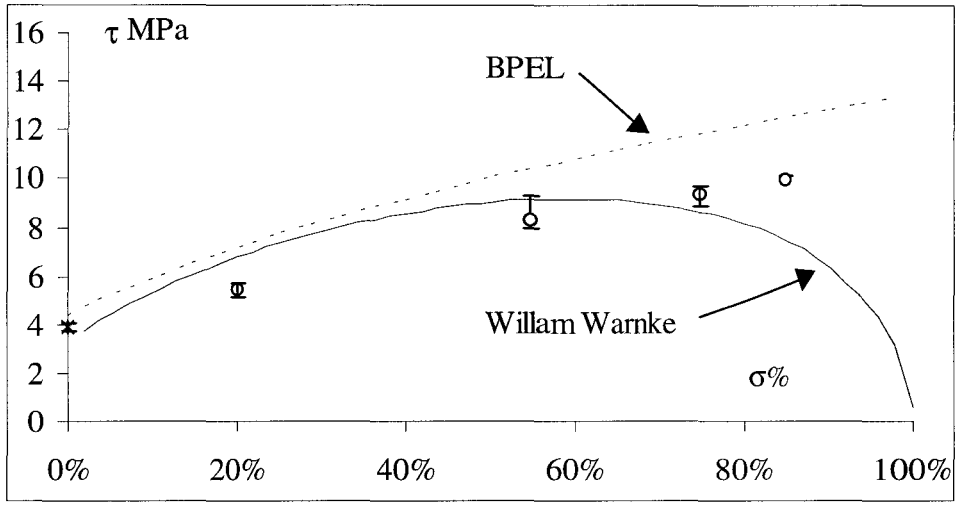


Figure 7 : Comparaison critère BPEL et données expérimentales, Béton Bo

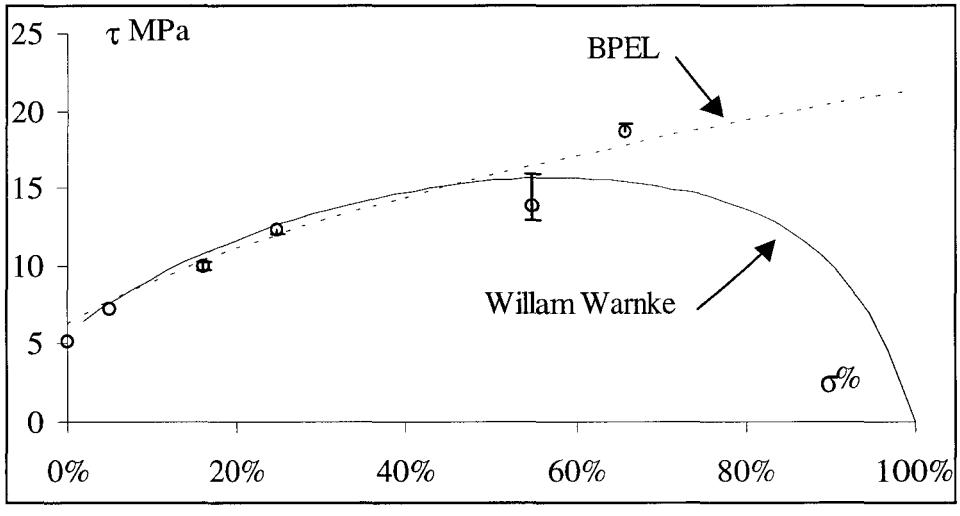


Figure 8 : Comparaison critère BPEL et données expérimentales, Béton BHP

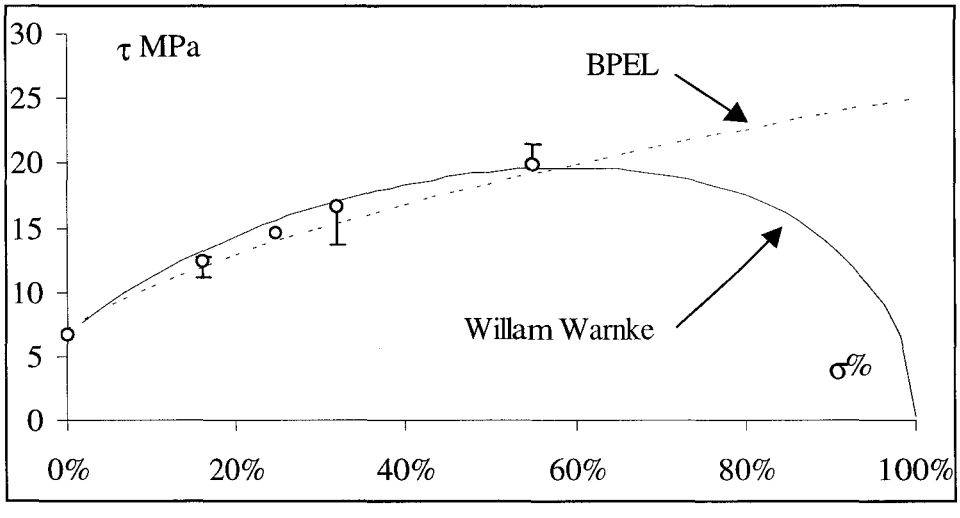


Figure 9 : Comparaison critère BPEL et données expérimentales, Béton BTHP

4 Comparaison avec les données de la littérature

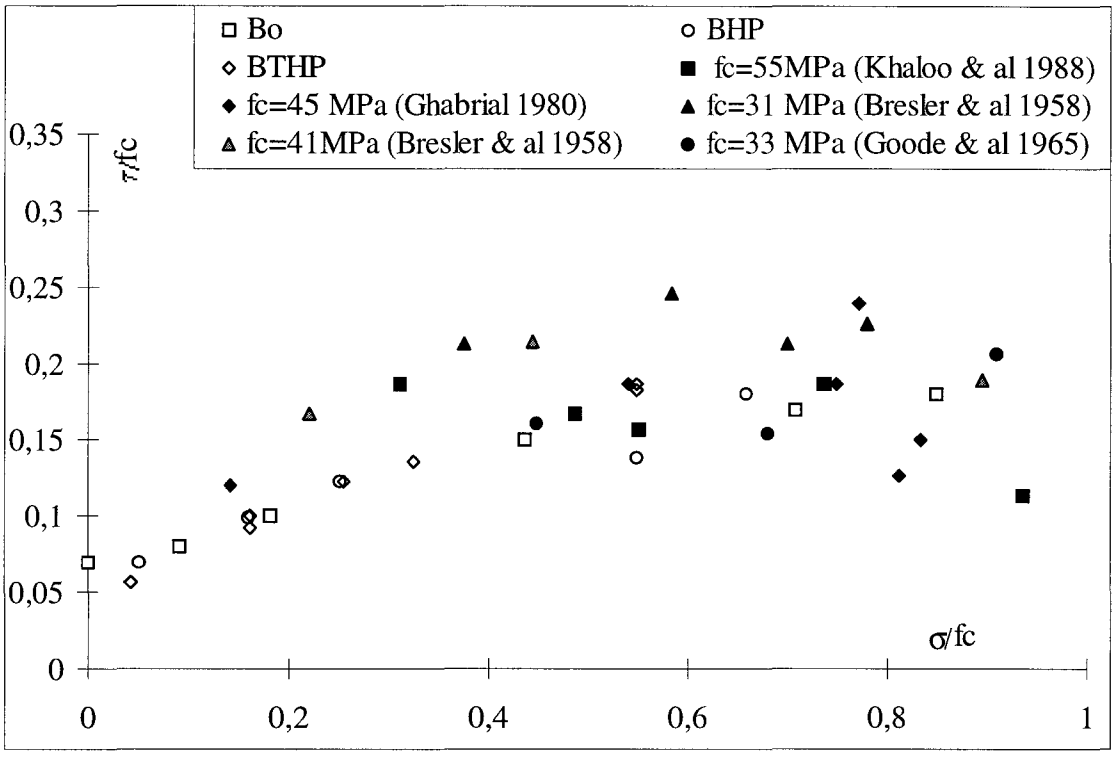


Figure 10 : Comparaison : seuils de fissuration béton Bo BHP et BTHP avec des contraintes de rupture de cylindre creux

UNIVERSITÉ DES SC. ET TECHN. LILLE
BIBLIOTHÈQUE UNIVERSITAIRE