



HAL
open science

Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment

Xuan Hong Vu

► **To cite this version:**

Xuan Hong Vu. Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment. Mécanique [physics.med-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. NNT: . tel-00304343v2

HAL Id: tel-00304343

<https://theses.hal.science/tel-00304343v2>

Submitted on 7 Apr 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

THÈSE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER

Spécialité : "Science de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement"

préparée au laboratoire Sols, Solides, Structures – Risques

dans le cadre de l'École Doctorale "Terre, Univers, Environnement"

présentée et soutenue publiquement

par

Xuan Hong VU

le 29 août 2007

**Caractérisation expérimentale du béton sous fort
confinement : influences du degré de saturation et du
rapport eau/ciment**

JURY

M. Patrice BAILLY	Professeur à l'ENSI de Bourges	Président
M. Jean-Pierre OLLIVIER	Professeur à l'INSA Toulouse	Rapporteur
M. Nicolas BURLION	MCF, HDR à l'Université de Lille 1	Rapporteur
M. Eric BUZAUD	Docteur, Ingénieur au CEG/DGA	Examineur
M. Laurent DAUDEVILLE	Professeur à l'Université Joseph Fourier	Directeur de thèse
M. Yann MALECOT	MCF à l'Université Joseph Fourier	Codirecteur de thèse

Remerciements

Je voudrais tout d'abord remercier chaleureusement Monsieur Laurent DAUDEVILLE, Professeur à l'Université Joseph Fourier, et Monsieur Yann MALECOT, Maître de Conférence à l'Université Joseph Fourier, d'avoir encadré cette thèse. Leurs qualités scientifiques, leurs conseils ainsi que leur enthousiasme m'ont été très bénéfiques durant ces années de thèse.

Le travail présenté dans cette thèse s'inscrit dans le cadre d'une collaboration de recherche entre le laboratoire Sols, Solides, Structures – Risques (3S-R) et le Centre d'Etude de Gramat (Délégation Générale pour l'Armement, Ministère de la Défense, France) en vue d'étudier le comportement mécanique des bétons sous très fort confinement. Cette collaboration a permis de réaliser cette thèse. Je tiens à remercier vivement les responsables de cette collaboration pour m'avoir donné l'opportunité de travailler dans de très bonnes conditions durant mes travaux de recherche.

J'adresse mes remerciements à Monsieur Eric BUZAUD, Docteur Ingénieur de recherche au Centre d'Etude de Gramat, pour ses conseils scientifiques et ses critiques judicieuses qu'il m'a apportés tout au long de ces années de thèse.

J'exprime également ma gratitude à Monsieur Patrice BAILLY, Professeur à l'ENSI de Bourges, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma thèse.

Je voudrais vivement remercier Monsieur Jean-Pierre OLLIVIER, Professeur à l'INSA Toulouse, et Monsieur Nicolas BURLION, Maître de Conférence, HDR à l'Université de Lille 1, d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce mémoire.

Je remercie sincèrement Monsieur Roger SABBIA pour son aide technique et sa rigueur dans la préparation des essais expérimentaux, ainsi que Monsieur Christophe ROUSSEAU pour son soutien technique sur l'ensemble des projets de l'équipe.

Je remercie également tous les membres de l'équipe Risques et Vulnérabilité (Monsieur J. MAZARS, Monsieur F. DONZE, Monsieur F. DARVE, Monsieur P. MARIN, Madame D. DAUDON, ...), avec qui j'ai participé aux séminaires de recherche de l'équipe, pour leurs idées et leurs conseils scientifiques. Je voudrais aussi remercier les autres membres du laboratoire 3S-R (Monsieur G. VIGGIANI, Madame S. MEZENNER, Madame C. DI DONATO, ...) pour la sympathie qu'ils ont exprimée à mon égard.

J'exprime ma reconnaissance à Thomas GABET, Fabrice DUFRAÏ et Cédric POINARD pour l'aide et la gentillesse qu'ils m'ont réservées. Je ne peux pas oublier mes amis avec qui j'ai eu de merveilleux moments au cours de la thèse : **Jane JERRAM**, **Mark EMERSON**, Séverine LEVASSEUR, Jean-Patrick PLASSIARD, Khoa H. D. VU, Nga LE T., Marcos OROZCO, Huy NGUYEN X., Thanh NGUYEN N., Emmanuel FRANGIN, Tieng TRAN V., Stéphane GRANGE, Ha LE T., Luisa EQUIHA ANGUIANO, Lionel FAVIER, ...

Enfin, je voudrais exprimer mes plus profonds remerciements à mes parents, à ma chère femme Tuyet Mai, à ma grande sœur, à mes frères, à toute ma grande famille et particulièrement à Monsieur Doan Van Thai pour leur soutien et leur encouragement tout au long de ces années de thèse.

Xuan Hong VU

Résumé court

Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment

Le travail présenté dans ce mémoire concerne des essais réalisés grâce à une presse triaxiale statique permettant d'atteindre des niveaux de contrainte de l'ordre du giga Pascal. L'analyse des essais triaxiaux effectués sur les échantillons de béton à différents degrés de saturation montre que le degré de saturation du béton a une influence majeure sur son comportement statique sous fort confinement. La capacité de chargement du béton augmente avec la pression de confinement pour des essais sur du béton sec tandis qu'au-delà d'une pression de confinement donnée, elle reste limitée pour du béton humide ou saturé. L'analyse des essais triaxiaux réalisés sur les bétons possédant des rapports eau/ciment différents met en évidence que sous faible confinement, le comportement du béton est gouverné par la résistance de la matrice cimentaire. Sous fort confinement, le béton se comporte comme un empilement granulaire sans aucune influence de la résistance de la matrice cimentaire.

Mots-clés : Béton ; degré de saturation ; rapport E/C ; essai triaxial ; fort confinement

Short abstract

Experimental characterization of the concrete behaviour under high confinement : influence of the saturation ratio and of the water/cement ratio

The work presented in this thesis concerns tests conducted using a static triaxial press that allows to obtain stress levels of the order of the giga Pascal. The analysis of triaxial tests performed on concrete samples with different saturation ratios shows that the saturation ratio of concrete has a major influence on its static behaviour under high confinement. The concrete loading capacity increases with the confinement pressure for tests on dry concrete whereas beyond a given confinement pressure, it remains limited for wet or saturated concrete. The analysis of triaxial tests carried out on concretes possessing different water/cement ratios highlights that under low confinement, the concrete behaviour is governed by the cementitious matrix strength. Under high confinement, the concrete behaves like a granular stacking without any influence of the cementitious matrix strength.

Keywords : Concrete ; saturation ratio ; water/cement ratio ; triaxial test ; high confinement

Résumé

L'objectif de cette thèse est de caractériser expérimentalement l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement sous fort confinement. Cette thèse s'inscrit dans le cadre plus général de la maîtrise du comportement du béton sous sollicitations sévères (explosions en champ proche ou impacts balistiques). Une explosion en champ proche ou un impact sur une structure en béton génère des niveaux de contrainte très élevés associés à des chemins de sollicitation complexes dans le matériau béton. Pour valider les modèles de comportement, des résultats expérimentaux sont nécessaires. Le travail présenté dans ce mémoire concerne des essais réalisés grâce à une presse triaxiale statique permettant d'atteindre des niveaux de contrainte de l'ordre du giga Pascal. Le caractère poreux du béton et le fort confinement ont nécessité d'une part, la mise au point d'un dispositif de protection du matériau, et d'autre part, la mise au point d'une instrumentation par jauges de déformation, ce qui est inédit pour de tels confinements. Des essais hydrostatiques et triaxiaux, réalisés d'une part sur des matériaux modèles et d'autre part sur du béton, ont permis de valider les procédures expérimentales développées ainsi que les techniques de mesures des déformations et des contraintes. Les études concernant l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement ont nécessité la formulation d'un béton ordinaire de référence et de deux bétons modifiés possédant des rapports eau/ciment différents.

L'analyse des essais triaxiaux effectués sur le béton de référence montre que le degré de saturation du béton a une influence majeure sur son comportement statique sous fort confinement. Cette influence se remarque particulièrement sur la capacité de chargement du béton et sur la forme de la courbe des états limites pour des degrés de saturation supérieurs à 50%. La capacité de chargement du béton augmente avec la pression de confinement pour des essais sur du béton sec tandis qu'au-delà d'une pression de confinement donnée, elle reste limitée pour du béton humide ou saturé. Les modes de rupture du béton se présentent sous forme de bandes de localisation. L'inclinaison de ces bandes évolue avec le niveau de contrainte atteint dans le matériau et s'oriente perpendiculaire à la direction axiale lorsque ce niveau devient important.

L'analyse des essais triaxiaux réalisés sur les bétons possédant des rapports eau/ciment différents met en évidence que sous faible confinement, le comportement du béton est gouverné par la résistance de la matrice cimentaire. Sous fort confinement, le béton se comporte comme un empilement granulaire sans aucune influence de la résistance de la matrice cimentaire. Ainsi la courbe d'états limites et les modes de rupture du béton sont sensibles à son rapport eau/ciment pour de faibles niveaux de confinement mais insensibles à ce paramètre au-delà une contrainte moyenne critique.

Mots-clés : Béton ; degrés de saturation ; rapport E/C ; essai triaxial ; fort confinement

Abstract

The objective of this thesis is to experimentally characterize the influence of the saturation ratio and of the water/cement ratio of concrete on its behaviour under high confinement. This thesis lies within a more general scope of the understanding of concrete behaviour under severe loading situations (near field detonation or ballistic impacts). A near field detonation or an impact on a concrete structure generate very high levels of stress associated with complex loading paths in the concrete material. To validate concrete behaviour models, experimental results are required. The work presented in this thesis concerns tests conducted using a static triaxial press that allows to obtain stress levels of the order of the giga Pascal. The porous character of concrete and the high confinement required on the one hand, a development of a specimen protection device, and on the other hand, a development of an instrumentation with strain gauges, which is unprecedented for such high confinements. Hydrostatic and triaxial tests, conducted on the one hand on model materials and on the other hand on concrete, allowed to validate the developed experimental procedures as well as the technique of strain and stress measurements. The studies concerning the influence of the saturation ratio and of the water/cement ratio of concrete on its behaviour required the formulation of a plain baseline concrete and of two modified concretes with different water/cement ratios.

The analysis of triaxial tests performed on the baseline concrete shows that the saturation ratio of concrete has a major influence on its static behaviour under high confinement. This influence is particularly marked for the concrete loading capacity and for the shape of limit state curves for saturation ratios greater than 50%. The concrete loading capacity increases with the confinement pressure for tests on dry concrete whereas beyond a given confinement pressure, it remains limited for wet or saturated concrete. Concrete failure modes have the form of localization bands. The inclination of these bands evolves with the achieved level of stress in the material, and is oriented perpendicular to the axial direction when this level becomes important.

The analysis of triaxial tests carried out on concretes possessing different water/cement ratios highlights that under low confinement, the concrete behaviour is governed by the cementitious matrix strength. Under high confinement, the concrete behaves like a granular stacking without any influence of the cementitious matrix strength. Thus the limit state curves and the failure modes of concrete are sensitive to its water/cement ratio for low levels of confinement but insensitive to this parameter beyond a critical mean stress.

Keywords : Concrete ; saturation ratio ; water/cement ratio ; triaxial test ; high confinement

Table des matières

REMERCIEMENTS	I
RESUME COURT	I
SHORT ABSTRACT	I
RESUME	II
ABSTRACT	III
TABLE DES MATIERES	IV
SYMBOLES ET CONVENTIONS	VIII
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1: BIBLIOGRAPHIE	9
1.1 Comportement triaxial des mortiers et bétons	9
1.1.1 Comportement triaxial des mortiers	9
1.1.1.1 Phénomène de compaction	9
1.1.1.2 Effet du déviateur de contrainte.....	12
1.1.1.3 Comportement triaxial	14
1.1.2 Comportement triaxial des bétons	17
1.1.3 Comparaison de l'état limite en contrainte de différents mortiers et bétons	21
1.1.4 Influence du confinement sur le mode de rupture	22
1.1.5 Influence relative des granulats	23
1.1.6 Analogies avec le comportement des roches	28
1.1.6.1 Influence du confinement sur le comportement des roches.....	28
1.1.6.2 Influence du confinement sur la localisation de la déformation des roches	30
1.2 Influence du degré de saturation	37
1.2.1 Effet de séchage du mortier et du béton sous faible confinement	37
1.2.1.1 Essais de compression simple sur mortier	37
1.2.1.2 Essais triaxiaux et hydrostatiques à de faibles confinements sur le mortier	41
1.2.1.3 Essais de compression simple sur le béton	42
1.2.1.4 Comparaison béton-mortier : effets de la taille des granulats	47
1.2.1.5 Remarques générales	48
1.2.2 Essais uniaxiaux confinés à fortes contraintes sur mortier	49
1.2.3 Influence de l'eau sur le comportement triaxial des grès	50

1.3	Influence du rapport eau/ciment	54
1.3.1	Essais de compression simple.....	55
1.3.2	Essais triaxiaux à 15 MPa de confinement.....	56
1.3.3	Essais uniaxiaux confinés à fortes contraintes sur mortier.....	57
1.4	Conclusion	59
CHAPITRE 2: DEVELOPPEMENT DE LA PROCEDURE EXPERIMENTALE		61
61		
2.1	Caractéristiques et mise en œuvre des bétons étudiés.....	61
2.1.1	Béton de référence R30A7.....	61
2.1.1.1	Choix des matériaux de base	61
2.1.1.2	Formulation du béton.....	62
2.1.1.3	Confection des échantillons de béton R30A7.....	67
2.1.1.4	Préparation de la surface latérale des échantillons	69
2.1.1.5	Porosité accessible à l'eau du béton	72
2.1.1.6	Conservation des échantillons secs.....	73
2.1.1.7	Conservation des échantillons saturés et humides.....	77
2.1.2	Bétons modifiés EC08 et EC04	80
2.1.3	Effet d'âge des bétons étudiés	82
2.1.3.1	Effet d'âge du béton de référence R30A7	83
2.1.3.2	Effet d'âge des bétons modifiés EC04 et EC08.....	87
2.2	Essais de compression simple sur les bétons étudiés	89
2.2.1	Description générale de la presse Schenck	89
2.2.2	Mesures des déformations par LVDT et jauges.....	91
2.2.3	Préparation de l'échantillon	91
2.2.4	Traitement des résultats	92
2.3	Mise au point des essais triaxiaux	95
2.3.1	Description générale de la presse GIGA.....	96
2.3.2	Trajets de chargement étudiés : hydrostatique et triaxial	98
2.3.3	Capteurs et chaîne de mesures	99
2.3.4	Collage de jauges	100
2.3.5	Membrane de protection	101
2.3.6	Dispositif de protection de jauges.....	104
2.3.7	Préparation des échantillons humides et saturés	107
2.4	Conclusion	109
CHAPITRE 3: VALIDATION DE LA PROCEDURE EXPERIMENTALE ..		112
3.1	Mesure de la pression de confinement	112
3.2	Mesure de la force axiale.....	112
3.3	Homogénéité et isotropie du chargement	116
3.4	Mesure de la déformation par jauges	118
3.4.1	Etalonnage du pont	118

3.4.2	Influence de la température.....	120
3.4.3	Influence du dispositif de protection des jauges.....	122
3.4.4	Influence de la pression sur la mesure par jauges.....	123
3.4.4.1	Influence de la pression hydrostatique.....	124
3.4.4.2	Influence de la pression sur la sensibilité.....	125
3.5	Mesure de la déformation par capteur LVDT.....	127
3.5.1	Influence de la position du LVDT sur sa réponse.....	127
3.5.2	Influence de la pression hydrostatique.....	131
3.5.3	Influence de la pression sur la sensibilité.....	133
3.5.4	Traitement du signal de mesure du capteur LVDT.....	134
3.6	Bilan du traitement des mesures.....	135
3.7	Choix de l'instrumentation d'un échantillon.....	138
3.8	Conclusion.....	139
CHAPITRE 4: INFLUENCE DU DEGRE DE SATURATION.....		142
4.1	Comportement du béton en fonction du degré de saturation.....	142
4.1.1	Essais de compression simple.....	142
4.1.2	Essais triaxiaux.....	145
4.1.2.1	Comportement axial.....	145
4.1.2.2	Comportement volumique.....	147
4.1.2.3	Comportement déviatoire.....	152
4.2	Etats limites.....	159
4.3	Modes de rupture.....	164
4.3.1	Evolution du faciès de rupture.....	164
4.3.2	Correspondance entre le faciès de rupture et le comportement.....	167
4.3.3	Comparaison des mesures de déformation axiale par jauge et par LVDT.....	168
4.4	Conclusion.....	170
CHAPITRE 5: INFLUENCE DU RAPPORT EAU/CIMENT.....		173
5.1	Comportement du béton en fonction du rapport eau/ciment.....	173
5.1.1	Essais de compression simple.....	173
5.1.2	Essais triaxiaux.....	176
5.1.2.1	Comportement axial.....	176
5.1.2.2	Comportements volumique et déviatoire.....	177
5.2	Etats limites.....	181
5.3	Modes de rupture.....	182
5.4	Conclusion.....	186
CHAPITRE 6: CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....		189

CONCLUSIONS.....	189
PERSPECTIVES.....	193
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	194
ANNEXE : FORMULATION DU BETON R30A7.....	201
LISTE DES FIGURES.....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XVIII
RESUME DE LA THESE (ECRIT SUR SA COURVETURE, EN FRANÇAIS ET ANGLAIS).....	XIV

Symboles et conventions

$\varepsilon_x, \varepsilon_\theta$	déformation axiale, circonférentielle
$\varepsilon_v = \varepsilon_x + 2\varepsilon_\theta$	déformation volumique
p	pression de confinement
σ_x	contrainte axiale
$\sigma_m = \frac{\sigma_x + 2p}{3}$	contrainte moyenne
$q = \sigma_x - p$	déviateur des contraintes

Conventions de signes

$\sigma \geq 0$	en compression
$\varepsilon \geq 0$	en contraction

Courbes

$(\varepsilon_x; \sigma_x)$ et $(\varepsilon_\theta; \sigma_x)$	courbes contrainte-déformations
$(\varepsilon_v; \sigma_m)$	courbes de comportement volumique
$(\sigma_m; q)$	plan déviatoire

Abréviations

JA, JO	déformations mesurées par les jauges axiale et orthoradiale
LVDT	déformation mesurée par le capteur LVDT
CS	essai de compression simple

Numérotation d'échantillon

R30A7 : Béton de référence (Résistance 30MPa, Affaissement 7cm)

Ax-y (Exemple : A6-94 ; A0-1)

A : béton de référence R30A7

x : numéro du bloc de béton

y : numéro d'échantillon

ASx-y (Exemple : AS1-3)

AS : béton de référence R30A7 saturé, conservé dans l'eau

x : numéro du bloc de béton

y : numéro d'échantillon

EC04, EC08 : Bétons modifiés

EC04-y (Exemple : EC04-1)

EC04 : béton modifié avec le rapport E/C (eau/ciment) = 0,4;

y : numéro d'échantillon

EC08-y (Exemple : EC04-1)

EC08 : béton modifié avec le rapport E/C = 0,8; y : numéro d'échantillon

EC06 : Béton de référence R30A7 possédant le rapport E/C = 0,64

Degré de saturation du béton

Sr : degré de saturation du béton

$$Sr = \frac{V_{eau}}{V_{vides}} = 1 - \frac{V_{air}}{V_{vides}}$$

Béton saturé – Sr = 100%

Béton très humide – Sr = 85%

Béton humide – Sr = 70%, 50%, 42%

Béton sec – Sr = 11%

Introduction

Comportement du béton sous sollicitations extrêmes

Le béton est le matériau manufacturé le plus utilisé dans le monde. Il est notamment utilisé pour la construction des infrastructures les plus sensibles (ouvrage d'art, barrages, centrales nucléaires ...). Pourtant son comportement mécanique reste encore mal connu, en particulier sous sollicitations extrêmes. Lorsqu'il est soumis à une explosion très violente ou à impact balistique, le béton subit des sollicitations triaxiales très sévères. Si l'on considère par exemple l'impact d'un projectile sur une structure en béton, on observe trois types de chargements triaxiaux associés à des modes d'endommagement différents mais se produisant parfois simultanément (Figure 1) [Zukas 1992], [Bailly 1996]. Sur la face avant de la structure, on constate une cratérisation associée d'un point de vue mécanique à de la traction simple. La pénétration du projectile au cœur de la structure génère ensuite une compression triaxiale, l'inertie de la structure créant un confinement passif dans la zone située autour du projectile. Enfin, lors de la dernière phase de pénétration, on observe des contraintes de cisaillement et de traction simple sur la face arrière du béton. Cet exemple montre que la maîtrise de la réponse des structures en béton sous sollicitations dynamiques extrêmes nécessite de bien connaître la réponse de ce matériau sous sollicitations triaxiales.

Les études présentées dans ce mémoire s'intéressent en particulier à l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement sous fortes sollicitations statiques triaxiales.

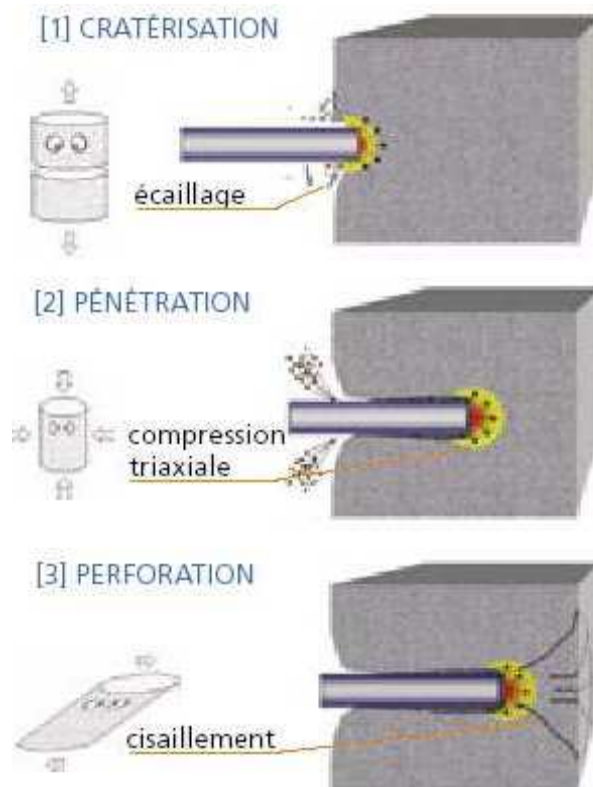


Figure 1 : Schéma de sollicitation d'une structure sous impact [Zukas 1992], [Bailly 1996]

Degrés de saturation des structures en béton

Peu de temps après la prise, le béton¹ est un matériau quasiment-saturé. Le plus souvent, il est ensuite soumis à un environnement d'humidité relative plus faible et un processus de séchage se développe dans le béton. Le réseau de pores de la matrice cimentaire étant très fin, ce déplacement d'eau est très lent. Il peut être décrit en utilisant une équation de type diffusion [Baroghel-Bouny 1999]. Le temps nécessaire pour atteindre un état d'équilibre hydrique dans le béton vis-à-vis de l'environnement extérieur varie avec l'épaisseur de la structure. Au premier ordre, on peut considérer que le temps de séchage d'un mur en béton est proportionnel au carré de son épaisseur. La Figure 2a montre la variation de densité relative, au cours du temps, au sein d'une pièce en béton de 10cm d'épaisseur soumise à un séchage après une saturation préalable. Les résultats, présentés sur la Figure 2a, correspondent à un modèle recalé à partir de mesures de séchage sur un

¹ Cette étude se restreint aux bétons dits ordinaires. L'adjonction d'entraineurs d'air ou de fluidifiants peut conduire à un taux de saturation relativement faible du fait d'un pourcentage d'air occlus ou d'une auto-dessiccation importants.

cyindre en béton ordinaire. On observe d'après ce modèle qu'il faut environ 1 an pour qu'un cylindre de 10 cm d'épaisseur sèche à cœur. D'après l'extrapolation de ces résultats, le séchage d'une structure de 1 m d'épaisseur dans les mêmes devrait prendre environ 100 ans (Figure 2b). La plupart des ouvrages sensibles comme les barrages, les centrales nucléaires ou les ouvrages de protection étant très massifs, ils restent quasi-saturés à cœur pendant une grande part de leur durée de vie tandis que leurs parements sèchent très rapidement.

L'effet du séchage du béton sur son retrait, sur son fluage, ou sur sa microfissuration a été beaucoup étudié. Il est par exemple bien connu que le degré de saturation du béton durci a un effet significatif sur son comportement statique uniaxial [Burlion 2005] ou sur son comportement dynamique en traction [Vegt 2006]. En revanche, il existe très peu de résultats sur l'effet de la présence d'eau sur le comportement du béton lorsqu'il est soumis à des sollicitations de compressions triaxiales à fort confinement. Cette lacune résulte de la difficulté à atteindre de telles sollicitations en laboratoire avec un contrôle simultané de la teneur en eau du béton. L'étude de l'effet du degré de saturation du béton sur son comportement triaxial à fort confinement fait l'objet d'une partie de ce mémoire de thèse. La deuxième partie de ce mémoire concerne l'étude de l'effet du rapport eau/ciment du béton sur son comportement sous fort confinement.

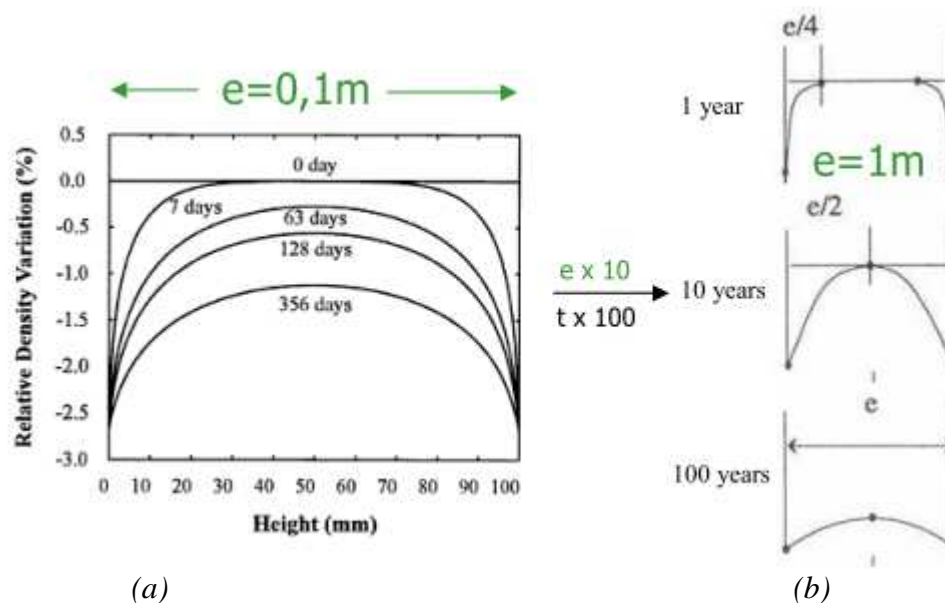


Figure 2 : Cinétique de dessiccation d'une paroi en béton

(a) Variation de la densité relative en fonction de temps [Baroghel-Bouny 1999]

(b) Extrapolation qualitative pour une pièce 10 fois plus épaisse

Effet du rapport E/C sur le comportement du béton

Dans les règles de calcul des structures en béton, le béton est essentiellement caractérisé par sa résistance en compression simple à 28 jours f_{c28} . La plupart des autres caractéristiques en sont déduites (résistance en traction, module de Young ...). Or pour un type de granulats et pour un type de ciment donnés, f_{c28} dépend presque exclusivement de la composition de la pâte de ciment c'est-à-dire du rapport eau/ciment (E/C)

intervenant dans la composition massique du béton [Bolomey 1935], [Neville 2002]⁽⁴⁾. Ce facteur conditionne aussi la porosité de la matrice cimentaire du béton durci, qui est un paramètre qui influe beaucoup sur la durabilité du béton [Ollivier 1992]. La Figure 3 illustre l'augmentation de la résistance du béton en compression simple avec la diminution du rapport E/C [Chanvillard 1999].

L'effet du rapport E/C sur la résistance du béton en compression simple est bien connu. Pourtant, à ce jour, il n'existe pas de résultats sur l'effet du rapport E/C sur le comportement triaxial du béton à fort confinement. Ce dernier point fait l'objet de la deuxième partie de ce mémoire de thèse.

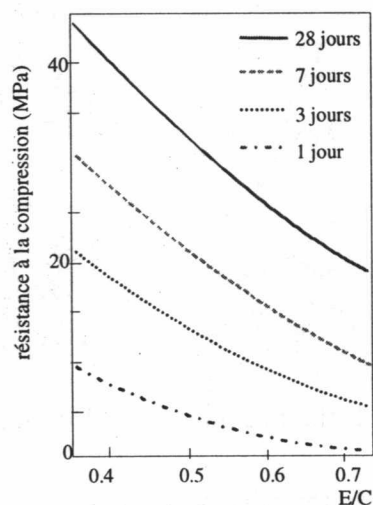


Figure 3 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la rupture en compression simple du béton à différentes échéances [Chanvillard 1999]

Essais statiques et essais dynamiques

La caractérisation du comportement mécanique du béton peut être faite grâce à des essais statiques et dynamiques réalisés en laboratoire. Le moyen le plus classique pour caractériser le comportement dynamique du béton est de le solliciter de façon dynamique, selon les différents trajets de chargement rencontrés lors d'un impact.

Les études numériques montrent que les essais dynamiques sur béton, par exemple au moyen de barres de Hopkinson [Hopkinson 1914], [Zhao 1996], sont difficiles à réaliser essentiellement en raison du caractère fragile du matériau qui conduit à une rupture en phase transitoire. Le caractère peu homogène de l'état de contrainte dans l'échantillon, le contrôle très limité du trajet de chargement et une instrumentation relativement pauvre rendent l'exploitation des résultats d'essais le plus souvent délicate. Toujours en dynamique, un essai d'impact de plaques permet l'identification de l'équation d'état (pression – variation de volume) à très haut niveau de contrainte mais à un coût d'expérimentation très élevé puisque chaque essai correspond à un point de la courbe identifiée.

La méthode qui semble donc la plus efficace pour caractériser le comportement triaxial dynamique du béton consiste en une caractérisation triaxiale statique du matériau, selon des trajets de chargements variés et contrôlés, complétée d'une étude sur l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du matériau. Ce comportement triaxial statique peut être identifié grâce à une presse triaxiale de très grande capacité de chargement. Le chargement est ainsi homogène, bien contrôlé et piloté avec une grande précision. Ce type d'essai permet par ailleurs une instrumentation plus complète.

Les résultats d'essais disponibles dans la littérature permettent cependant de mettre en évidence l'augmentation de la résistance du béton avec la vitesse de déformation. Cette dépendance du comportement du béton à la vitesse de déformation semble faible en l'absence de phase liquide [Bischoff 1991], [Toutlemonde, 1995]. Elle est en revanche très forte en traction et peut être en grande partie expliquée par l'influence des défauts [Hild 2003]. Le comportement triaxial dynamique du béton est un domaine très peu étudié. Des essais aux barres de Hopkinson ont été réalisés par Schmidt sur des échantillons de béton confinés jusqu'à 7 MPa. Ces essais montrent une diminution de l'effet de vitesse sur le comportement du béton lorsque le confinement augmente [Schmidt 2003].

La présente étude est entièrement consacrée à la caractérisation triaxiale statique du béton sous très fort confinement. L'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du béton sera quantifié dans des études postérieures du projet global.

Comportement triaxial des mortiers et bétons à fort confinement

Pour valider des modèles de comportement de béton prenant en compte des phénomènes d'endommagement fragile et de déformation irréversible comme la compaction du matériau, des résultats expérimentaux reproduisant ces chemins de sollicitation sont nécessaires. La plupart des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature ne concernent que des chargements triaxiaux avec une pression de confinement inférieure à 100 MPa [Li 1970], [Kupfer 1973], [Wang 1987], [Jiang 1991], [Imran 1996], [Taliencio 1999], [Sfer 2003]. Ils permettent notamment de mettre en évidence la transition de comportement fragile-ductile qui est une caractéristique des matériaux cohésifs frottants. Des essais sur un béton ordinaire à des pressions de confinement de l'ordre de 500 MPa ont aussi été réalisés [Schmidt 2003], [Warren 2004]. Ils montrent l'évolution de l'état limite du béton avec le confinement et en particulier l'augmentation de la contrainte déviatoire maximale.

Des essais triaxiaux à des niveaux de contrainte moyenne plus importants ont été réalisés sur des échantillons de mortier de faible dimension [Buzaud 1998], [Williams 2005]. Ils montrent l'influence du confinement sur le comportement triaxial des mortiers à haute pression. Une comparaison des résultats d'essais hydrostatiques et uniaxiaux confinés sur le mortier met en évidence l'effet du déviateur de contrainte sur la compaction du matériau [Burlion 1997], [Burlion 2001]. D'autres essais uniaxiaux confinés à forte contrainte sur des échantillons de mortier conservés dans des conditions différentes montrent la dépendance de la compaction du matériau avec la présence de l'eau au sein de sa structure [Burlion 1997], [Burlion 1999]. Par ailleurs, des essais de même type

réalisés sur des mortiers ayant le même squelette granulaire mais des rapports eau/ciment (E/C) différents présentent l'évolution de la compaction du matériau en fonction de sa porosité interne [Burlion 1997], [Burlion 2001]. Cependant, l'étude comparative entre un béton et un mortier à une pression de confinement de 500 MPa, effectuée par S. Akers [Akers 2004], souligne les différences de comportement entre les deux matériaux, et montre ainsi que l'étude d'un mortier à fort confinement n'est pas représentative du comportement du béton.

Le but du présent travail est d'une part d'étendre les résultats obtenus sur le mortier à l'étude de "vrais" bétons (taille de granulats d'ordre centimétrique) et d'autre part de relier la composition du béton (rapport E/C) et son degré de saturation à son comportement sous très fort confinement.

Dispositif expérimental et programme expérimental

Depuis trois ans, le laboratoire 3S-R dispose d'une presse triaxiale de grande capacité dénommée GIGA qui permet de solliciter des échantillons de béton de taille décimétrique jusqu'à des niveaux de contrainte de l'ordre du Giga Pascal. Cette presse, a été inaugurée le 13 mai 2004 par la Délégation Générale pour l'Armement (DGA), le Centre National de la Recherche Scientifique (CNRS), l'Institut National Polytechnique de Grenoble (INPG) et l'Université Joseph Fourier (UJF). Cette presse a été financée par la DGA dans le cadre du protocole de collaboration PREVI (Pôle de Recherche sur la Vulnérabilité des Infrastructures). Cette collaboration a aussi permis de réaliser cette thèse.

Le protocole de collaboration PREVI s'inscrit dans un programme de recherche plus vaste sur la vulnérabilité des infrastructures en béton sous impact. Dans le cadre de cette collaboration, en effectuant des essais sur un béton de référence et sur deux autres bétons modifiés, l'auteur de cette thèse analyse l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement sous fortes sollicitations statiques triaxiales. De manière concomitante aux travaux présentés dans ce mémoire, et en utilisant le même matériau de référence, Gabet a étudié l'influence du trajet de chargement sur le comportement du béton [Gabet 2006]. Il a notamment montré que sous fort confinement, l'état limite du béton est très peu dépendant à la fois du trajet de chargement et de l'angle de Lode. Les effets de la vitesse de déformation sur le comportement des bétons seront quantifiés, grâce à des essais aux barres d'Hopkinson sur des échantillons confinés et à des essais de tir sur cibles, dans des études postérieures (ces études feront partie du projet global mais ne concernent pas le travail présenté dans ce mémoire de thèse).

Organisation du mémoire

Ce mémoire de thèse est organisé en six chapitres. Le premier chapitre présente une étude bibliographique. Le deuxième chapitre expose le développement de la procédure expérimentale qui permet de réaliser les essais triaxiaux à fort confinement avec la presse GIGA. Le troisième chapitre présente la validation de la procédure expérimentale

précédemment développée. Le quatrième et le cinquième chapitres synthétisent les résultats des essais mettant en évidence les influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement sous fort confinement. Les conclusions et perspectives sont présentées dans le dernier chapitre.

Le **chapitre 1** présente différentes études sur le comportement triaxial des mortiers et bétons, les influences du degré de saturation et du rapport E/C du béton sur son comportement. Les études sur le comportement triaxial des matériaux mettent en évidence l'influence du confinement sur leurs comportements volumiques et déviatoires, les modes de ruptures rencontrés et les faciès de rupture associés. Elles font aussi ressortir l'effet du déviateur de contrainte sur la compaction du matériau. Une étude comparative de résultats d'essais béton, sur le mortier et la roche constituant le béton, montre l'influence des granulats sur le comportement global du béton. Cette étude met en évidence que l'étude du comportement d'un mortier à fort confinement ne permet pas de caractériser le comportement du béton. Différentes études sur le comportement triaxial des roches sont ensuite présentées, elles permettent d'établir des analogies avec le comportement du béton.

Il y a peu de résultats sur les effets du degré de saturation et du rapport E/C du béton sur son comportement en compression triaxiale. Des études sur l'effet de séchage du mortier en compression triaxiale à faible confinement présentent l'évolution des caractéristiques du mortier en fonction de la teneur en eau du matériau. Une étude comparative de l'effet de séchage du béton et du mortier sur leurs comportements en compression simple met en évidence les effets de taille des granulats. Des essais uniaxiaux confinés à forte contrainte réalisés sur des échantillons de mortier conservés dans des conditions différentes font ressortir l'influence de la présence d'eau sur la compaction du matériau. Enfin, une étude comparative sur le comportement triaxial des grès secs et saturés dans des conditions drainées met en évidence l'effet d'affaiblissement de l'eau.

Le **chapitre 2** s'attache à présenter la formulation des bétons étudiés, l'établissement de la procédure de confection des échantillons de béton, les dispositifs expérimentaux permettant de réaliser les essais et leur mise au point. La formulation du béton et les essais de validation permettent d'établir la composition du béton R30A7 qui sera utilisée comme référence dans la suite de notre étude. La procédure de fabrication et de conservation du béton assurant sa reproductibilité est aussi présentée. La formulation des bétons modifiés avec des rapports E/C différents est ensuite montrée. L'étude de l'effet de l'âge des bétons sur leur résistance en compression simple est présentée. La mise au point des essais triaxiaux permettant d'une part d'assurer une étanchéité de l'essai et d'autre part la mesure des déformations grâce à des jauges d'extensométrie est ensuite détaillée. Des procédures de préparation des éprouvettes saturées et humides sans et avec jauges permettant de limiter le séchage du matériau sont enfin développées.

Le **chapitre 3** est d'abord consacré à l'analyse des sources d'erreurs de mesures des grandeurs physiques. Une vérification de l'homogénéité et de l'isotropie du chargement de l'essai triaxial est ensuite présentée. Les effets de la pression de confinement sur les

mesures des déformations par jauge et par LVDT sont ensuite identifiés. Les effets de la température et du dispositif de protection des jauges sont également étudiés. Le traitement des mesures en grande déformation avec la prise en compte des erreurs de mesures est détaillé. Enfin, les essais sur des échantillons instrumentés de manières différentes permet de valider les choix d'instrumentation et de protection des éprouvettes.

Dans le **chapitre 4**, les résultats des essais triaxiaux réalisés à différents confinements et sur des échantillons de différents degrés de saturation sont analysés. Ces essais montrent que le degré de saturation du béton a une influence majeure sur son comportement statique. La contrainte déviatoire maximale augmente avec la pression de confinement pour des essais sur le béton sec tandis qu'au-delà d'une pression de confinement donnée, elle reste quasiment constante pour le béton humide ou saturé. Les évolutions, avec le degré de saturation et le confinement, du comportement volumique et des états limites du béton sont présentées en détail dans ce chapitre. Par ailleurs, les modes de ruptures des échantillons sont présentés. Une corrélation entre l'état limite en déformation correspondant à la transition contractance-dilatance du matériau, le type de comportement et les modes de rupture est également établie. Elle souligne l'influence des niveaux respectifs de contrainte moyenne et du déviateur, ainsi que celle du degré de saturation, sur la localisation de la rupture et son orientation. Enfin, la comparaison des mesures de déformations axiales par jauge et par LVDT montre un lien possible entre la localisation observée sur l'échantillon et le rapport entre ces mesures.

Le **chapitre 5** présente les résultats d'essais triaxiaux effectués à différents confinements et sur des échantillons de différents rapports E/C. Ces essais mettent en évidence que l'influence de ce paramètre diminue avec l'augmentation du confinement. Pour des pressions de confinement élevées, ce paramètre n'a même plus aucune influence. Les évolutions du comportement volumique, déviatoire et de l'état limite du béton avec le rapport E/C et le confinement sont montrées en détail au cours de ce chapitre. Par ailleurs, les modes de rupture des échantillons de ces bétons sont aussi analysés. Une corrélation entre les types de comportement des matériaux et les modes de rupture est ensuite établie. Elle met en évidence que l'orientation de la localisation de la rupture du béton est sensible à son rapport E/C pour de faibles niveaux de confinement mais insensible pour de forts niveaux.

Le **chapitre 6**, le dernier de ce mémoire, présente les principales conclusions de ce travail de recherche ainsi que les perspectives envisagées pour des travaux futurs.

Chapitre 1: Bibliographie

Le contexte de cette étude est celui de la vulnérabilité des ouvrages en béton armé soumis à des impacts. Lorsqu'un massif en béton est soumis à l'impact d'un projectile, de fortes contraintes, caractérisées par un niveau élevé de la contrainte moyenne, apparaissent dans le béton au voisinage du projectile. Cet état de contrainte est également caractérisé par un niveau variable du déviateur des contraintes (cisaillement). L'étude de la vulnérabilité des infrastructures vis-à-vis des impacts de projectiles passe par une connaissance approfondie du comportement des bétons à ces niveaux de contraintes. C'est sur ce dernier aspect que l'analyse bibliographique portera. La thèse récente de T. Gabet [Gabet 2006] a concerné l'étude de l'influence du trajet de chargement sur la réponse d'un béton de référence sous forte étreinte triaxiale. Dans la présente étude, les influences des paramètres majeurs de la formulation du béton, notamment du rapport eau/ciment (E/C) ainsi que du degré de saturation du béton, seront plus particulièrement examinés.

1.1 Comportement triaxial des mortiers et bétons

1.1.1 Comportement triaxial des mortiers

1.1.1.1 Phénomène de compaction

Le phénomène de compaction du mortier et du béton est lié aux deux phénomènes irréversibles parallèles : l'endommagement de la matrice de ciment et l'effondrement de la porosité du matériau. N. Burlion met en évidence dans son travail de thèse la compaction du mortier [Burlion 1997]. La composition et la conservation d'un mortier normal E/C = 0,5 étudié par cet auteur sont présentées dans le Tableau 1-1. La Figure 1-1a présente le résultat d'un essai hydrostatique à 400 MPa de pression hydrostatique sur ce mortier.

Eléments	Quantité (kg/m ³)
Sable Leucat 0/2	1350
Ciment CPJ/ CEM IIb 45	450
Eau	225
Rapport eau/ciment (E/C)	0,5
Condition de conservation des échantillons étudiés	
à l'air libre après coulage jusqu'à l'essai	

Tableau 1-1 : Composition et condition de conservation de mortier normal à E/C = 0,5
[Burlion 1997⁽¹⁾, Burlion 2001]

Par ailleurs, la compaction d'un microbéton dénommé MB50 a été étudiée par E. BUZAUD [Buzaud 1998]. Les caractéristiques, la composition et la condition de conservation du microbéton MB50 sont présentées dans le Tableau 1-2. Le sable constituant du microbéton MB50 et celui constituant le mortier normal E/C = 0,5 (Tableau 1-1) sont identiques. Ce sable contient des grains inférieurs à 2 mm. Le microbéton MB50 peut être considéré comme un mortier (mortier pour $D \leq 4$ mm, béton pour $D \geq 4$ mm [Dupain 2000]). La Figure 1-1b montre le résultat des essais hydrostatiques sur ce microbéton.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la rupture en compression simple	70 MPa
Module de Young E	35 GPa
Coefficient de Poisson	0,2
Composition du microbéton MB50	
<i>Eléments</i>	<i>Quantité (kg/m³)</i>
Sable de silice Leucat 0/2	1783
Ciment CPA HP de Cormeille	400
Eau	200
Superplastifiant (melment 20)	12
Densité totale (kg/m ³)	2395
Rapport eau/ciment (E/C)	0,5
Condition de conservation des corps d'épreuve	
28 jours dans l'eau saturé en chaux + 6 à 10 mois dans l'eau + 7 jours à l'air libre avant l'essai	

Tableau 1-2: Caractéristiques, composition et condition de conservation du microbéton MB50 [Buzaud 1998]

Les Figure 1-1a, b montrent des comportements volumiques similaires. Les courbes de comportement volumique commencent par une phase linéaire assez courte, suivie d'une diminution progressive du module tangent. Ensuite, le matériau se compacte de façon irréversible avec une augmentation de ce même module. En effet, lors de la charge, les deux phénomènes sont présents simultanément : l'endommagement de la matrice de ciment fait diminuer le module de compressibilité du matériau alors que l'effondrement

de la porosité tend au contraire à augmenter la raideur du matériau. Le comportement volumique du mortier résulte donc du couplage entre un comportement élastique des grains et ces deux phénomènes aux effets opposés. Pour de faibles niveaux de contrainte moyenne, le phénomène d'endommagement de la matrice de ciment est dominant, ce qui entraîne une diminution graduelle du module tangent du matériau. Pour de niveaux de contrainte moyenne plus importants, la cohésion de la matrice de ciment devient plus faible, le dernier phénomène est donc présent au cours de la compaction du matériau. Contrairement, pour de tels niveaux de contrainte, l'effondrement de la porosité du matériau augmente avec le confinement. Ceci conduit à une augmentation de la densité et du module tangent du matériau.

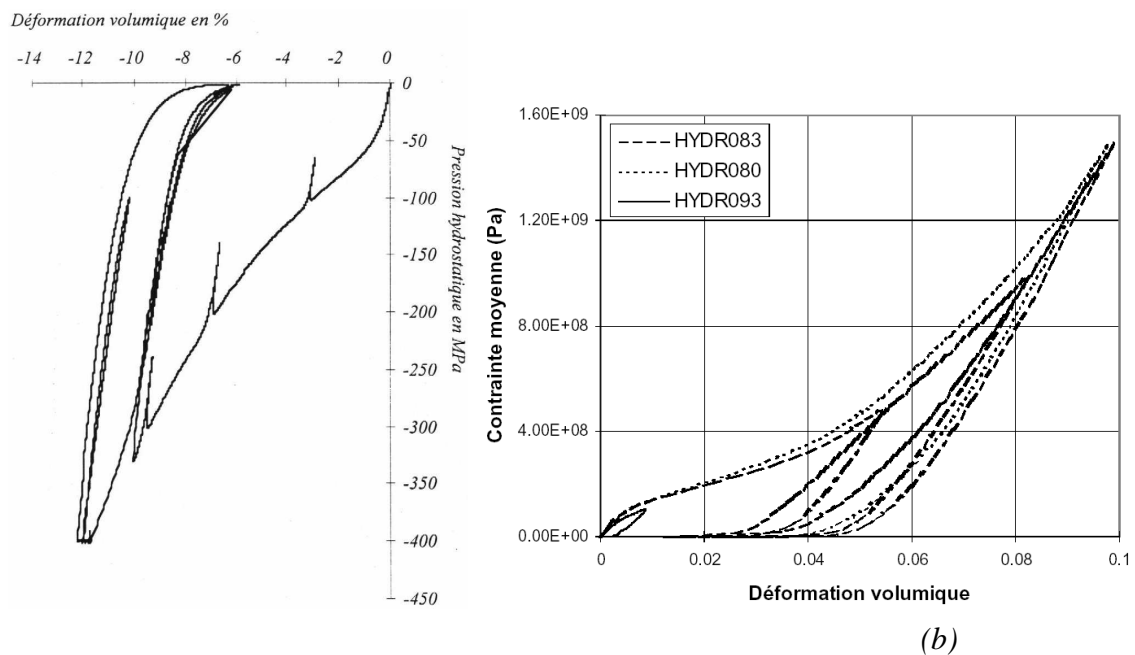


Figure 1-1 : Comportement volumique des mortiers sous chargement hydrostatique :
 contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique
 (a) Mortier $E/C=0,5$ [Burlion 1997]⁽¹⁾
 (b) Microbéton MB50 [Buzaud 1998]

Le module tangent de la courbe de comportement volumique à la décharge, correspondant au comportement élastique du matériau endommagé, est nettement plus raide que celui à la charge. Pour de forts niveaux de contrainte moyenne (environ 400 MPa pour le mortier $E/C = 0,5$ et environ 1500 MPa pour le microbéton MB50), les pentes de recharge et de décharge sont très proches, ce qui indique un comportement élastique entre la charge et la décharge. En fin de décharge, le module tangent du matériau diminue de manière remarquable lorsque la contrainte moyenne est proche de zéro. Cela met en évidence l'existence d'une élasticité résiduelle dans les zones où la matrice cimentaire a été endommagée. Les déformations permanentes à contrainte nulle correspondent essentiellement à la porosité refermée irréversible du matériau.

1.1.1.2 Effet du déviateur de contrainte

L'effet du déviateur de contrainte sur le comportement volumique du mortier a été mis en évidence par N. Burlion [Burlion 1997, Burlion 2001]. Cet auteur a effectué des essais hydrostatique et uniaxiaux confinés sur le même mortier normal E/C = 0,5 (Tableau 1-1). La Figure 1-2 montre le dispositif expérimental de l'essai uniaxial confiné. Cet essai peut être considéré comme un essai quasi œdométrique pour la caractérisation de la compaction d'un matériau à matrice cimentaire. Les dimensions des échantillons dans ces essais sont 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur.

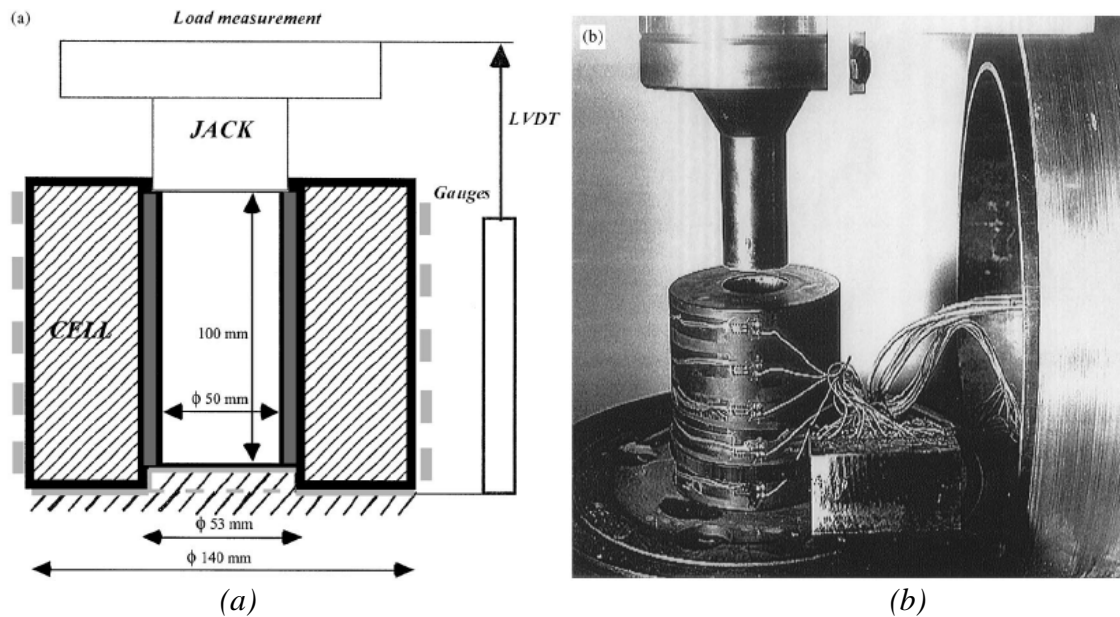


Figure 1-2 : Cellule de confinement entourant l'échantillon lors d'un essai uniaxial confiné (ou œdométrique) [Burlion 1997]⁽¹⁾, [Burlion 2001]

(a) Principe de l'essai uniaxial confiné

(b) Géométrie et photo de l'essai uniaxial confiné

La Figure 1-3 présente la comparaison des comportements volumiques du mortier obtenus à partir de deux essais mentionnés ci-dessus. Cette figure met en évidence qu'à contrainte moyenne équivalente, la déformation volumique du mortier est plus importante sous chargement uniaxial confiné que sous chargement hydrostatique. Ce résultat tend à montrer qu'il est impossible, pour les matériaux à matrice cimentaire, de découpler le comportement sphérique du comportement déviatoire. Ce découplage est courant pour des matériaux métalliques car les relations entre les parties sphérique (pression / variation de volume) et déviatoire (déviateur de contrainte / déviateur de déformations) sont indépendantes [Bailly 2004].

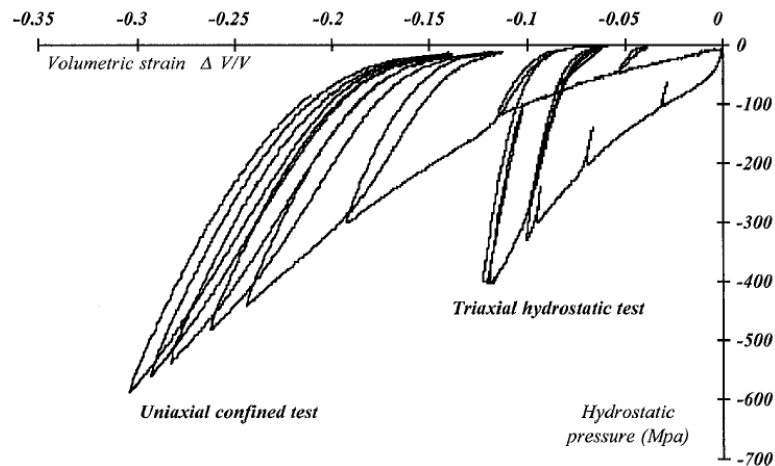


Figure 1-3 : Courbes de comportement volumique d'un essai hydrostatique et d'un essai oedométrique sur un mortier normal à $E/C = 0,5$: contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Burlion 1997], [Burlion 2001]

D'un point de vue microstructural, la dépendance du comportement volumique du mortier avec le déviateur de contrainte peut être expliqué par un effondrement de la porosité du matériau dépendant de la contrainte déviatoire. Selon cette ligne de pensée, le même effet pourrait être rencontré avec d'autres matériaux poreux. Une étude de l'effet de déviateur de contrainte sur l'aluminium poreux a été effectuée par S. Bonnan [Bonnan 1996]. Il a effectué des essais œdométriques et hydrostatiques sur un aluminium poreux à 9% et un aluminium poreux à 17%. Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure 1-4. Cette figure montre que le comportement des ces aluminiums est constitué de trois phases (similairement au mortier) : une phase élastique, une phase plastique avec écrouissage et une phase durcissante. En plus, lors de la décharge du matériau, la déformation résiduelle correspond à la porosité initiale du matériau. Par ailleurs, cette figure indique que les réponses volumiques pour chacun des deux aluminiums obtenues avec l'essai œdométrique et l'essai hydrostatique sont pratiquement équivalentes. Cela met en évidence la non influence du déviateur de contraintes sur le comportement volumique de l'aluminium poreux. Il semble donc que le couplage entre la réponse hydrostatique et déviatoire du mortier est une caractéristique du mortier due au comportement de la matrice cimentaire et à l'évolution du squelette granulaire au cours de l'essai. Les contraintes de cisaillement semblent favoriser le glissement et le roulement des grains au sein du matériau. Cela facilite le réarrangement des grains et permet donc d'obtenir une meilleure compacité du squelette granulaire. Les résultats d'essais triaxiaux obtenus avec la presse GIGA montreront l'effet du déviateur de contrainte sur le comportement volumique du béton, ce qui est cohérent avec celui rencontré sur le mortier.

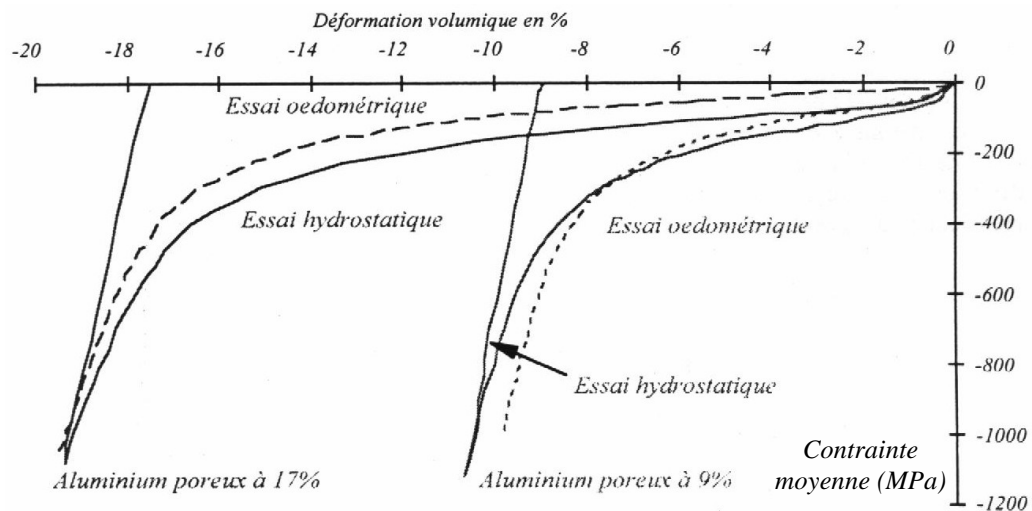


Figure 1-4 : Courbes de comportement volumique des essais hydrostatiques et des essais oedométriques sur un aluminium poreux à 9% et à 17% : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Bonnar 1996]

1.1.1.3 Comportement triaxial

Une campagne d'essais triaxiaux sur le mortier MB50 (Tableau 1-2) a été réalisée par E. BUZAUD [Buzaud 1998]. Des échantillons testés dans cette étude ont deux dimensions différentes ($D/H = 20\text{mm}/40\text{mm}$ ou bien $50\text{mm}/100\text{mm}$). Notons que les échantillons de microbéton MB50, conservés à l'air libre pendant 7 jours avant le test (Tableau 1-2), peuvent se sécher rapidement. Les échantillons de microbéton MB50 testés dans l'étude de E. Buzaud ont donc un état humide. Cependant, le degré de saturation des échantillons de microbéton testés n'est pas déterminé dans cette étude. A titre comparatif, la cinétique de séchage d'un béton de référence nommé R30A7, présentée au chapitre 2, montrera qu'après une durée de 7 jours à l'air ambiant, un échantillon saturé devient partiellement saturé à 55%. La Figure 1-5 présente une partie des résultats de ces essais.

La Figure 1-5a présente la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale des échantillons étudiés pour une série d'essais triaxiaux à des pressions de confinement allant de 0 à 800 MPa. Les déformations longitudinales sont obtenues à partir des mesures de jauges extensométriques. Le résultat d'un essai hydrostatique à 1500 MPa a été superposé dans le même plan. Pour des niveaux de confinement allant de 0 à 52 MPa, le comportement du microbéton connaît un pic de contrainte, suivi par un léger écrouissage négatif. Pour des niveaux de confinement allant de 200 à 800 MPa, le comportement du microbéton est quasiment élasto-plastique quel que soit la pression de confinement.

La Figure 1-5b présente la contrainte moyenne en fonction du déviateur maximal de chaque échantillon de microbéton testé. Pour des niveaux de confinement inférieurs à 400 MPa, le déviateur maximal du microbéton augmente lorsque la pression de confinement augmente. Pour des niveaux de confinement plus importants, le déviateur se stabilise à une valeur maximale environ de 600 MPa. Un phénomène similaire a été observé pour un béton ayant une résistance à la rupture de 48 MPa [Hanchak 1992].

Une autre étude sur le comportement triaxial d'un mortier dénommé FCAM a été réalisée par E. M. William et al [William 2005]. Les caractéristiques et la composition de ce mortier sont présentées dans le Tableau 1-3. La Figure 1-6 présente une partie des résultats de cette étude.

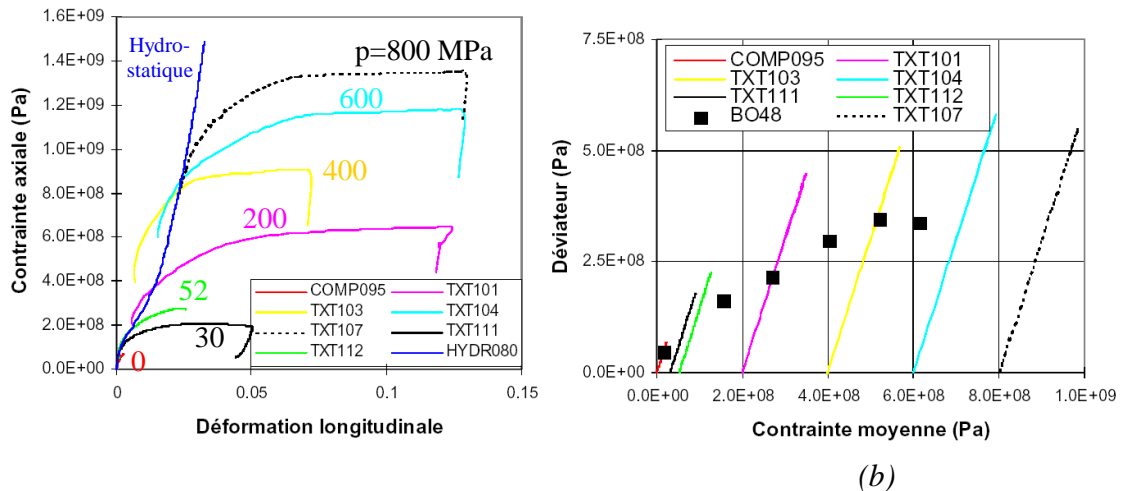


Figure 1-5 : Résultat d'essais triaxiaux sur le microbéton MB50 [Buzaud 1998]

(a) Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale

(b) Contrainte déviatoire maximale en fonction de la contrainte moyenne; BO48 : un béton ordinaire à 48 MPa de résistance à la rupture [Hanchak 1992]

La Figure 1-6a présente la contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale des échantillons testés pour des confinements allant de 5 à 400 MPa. Pour le niveau de confinement de 100 MPa, le comportement déviatoire du mortier est du type ductile avec un léger écrouissage positif. Pour d'autres niveaux de confinement, les courbes de comportement déviatoire du mortier font apparaître un pic de contrainte, suivi par une diminution progressive de la raideur tangente. Par ailleurs, la raideur tangente de l'échantillon testé à confinement de 50 MPa est plus faible que celle des échantillons testés aux confinements de 5, 10, 20 MPa. La raideur tangente de l'échantillon testé à confinement de 100 MPa est la plus faible. Pour des niveaux de confinement allant de 100 à 400 MPa, la raideur tangente du mortier augmente avec le confinement. L'analyse du comportement déviatoire du béton sous confinement présentée en chapitre 4, montrera des résultats similaires.

La Figure 1-6b montre les mêmes résultats en terme de déviateur des contraintes fonction de la déformation volumique. Ces courbes montrent une déformation volumique maximale du matériau correspondant à une transition entre la contractance du matériau et sa dilatance. Cette transition semble être un critère de rupture du matériau [Neville 2002]⁽³⁾. Pour l'ensemble des essais, cette déformation maximale est atteinte juste avant le seuil de contrainte qui correspond au niveau maximal de contrainte que le matériau peut atteindre.

La Figure 1-6c présente l'état limite en déformation dans le plan déviatoire (σ_m ; q) pour tous les échantillons testés. L'augmentation avec la contrainte moyenne du déviateur maximal diminue clairement lorsque la contrainte moyenne atteint approximativement

300 MPa. Ces résultats sont similaires à ceux observés sur le microbéton MB50 (Figure 1-5b). Notons que le mortier FCAM et le microbéton MB50 ont été testés sous état humide (la teneur en eau du mortier FCAM est de 6%). La limitation du déviateur atteint à l'état limite en déformation (pour le cas du mortier FCAM) et celle du déviateur maximal (pour le cas du microbéton MB50) semblent donc liés à la présence d'eau au sein du matériau. Cette présence d'eau ne permet pas d'augmenter significativement le niveau de déviateur atteint à l'état limite en déformation du matériau quelle que soit la pression de confinement testée. Une étude sur l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement, présentée dans le chapitre 4, confirmera pour le béton étudié ces phénomènes rencontrés sur les mortiers FCAM et MB50.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la rupture en compression simple	34 MPa
Porosité moyenne	24 %
Teneur en eau	6 %
Composition du mortier FCAM	
<i>Eléments</i>	<i>Quantité (kg/m³)</i>
Sable	1445
Ciment Portland de type I/II	474
Eau	275
Réducteurs d'eau	1,54
Densité totale (kg/m ³)	2199
Rapport eau/ciment (E/C)	0,58

Tableau 1-3 : Caractéristiques, composition du mortier FCAM [William 2005]

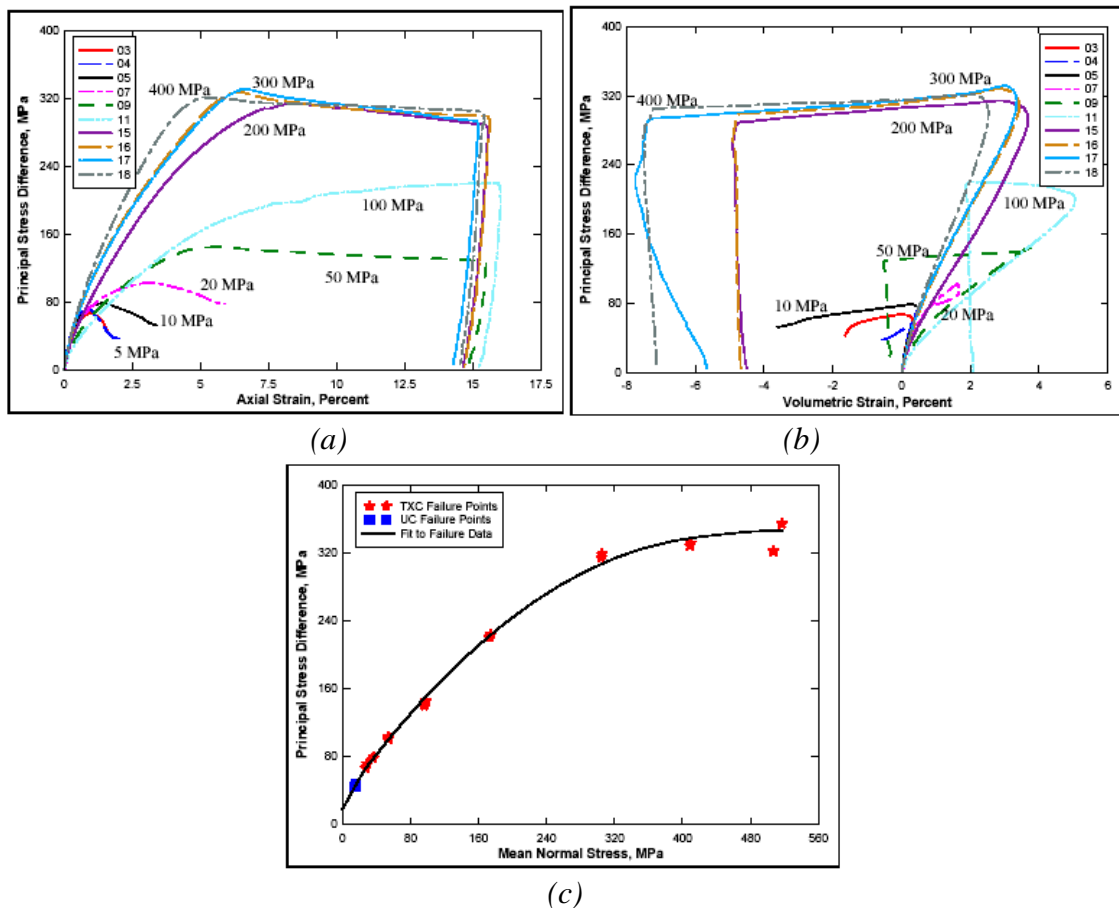


Figure 1-6 : Résultat d'essais triaxiaux sur le mortier FCAM [William 2005]

(a) Contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale

(b) Contrainte déviatoire en fonction de la déformation volumique

(c) Contrainte déviatoire à la transition dilatance-contractance du mortier en fonction de la contrainte moyenne

1.1.2 Comportement triaxial des bétons

J. M. Schmidt présente dans sa thèse [Schmidt 2003] des résultats d'essais hydrostatiques et des essais triaxiaux effectués sur des échantillons d'un béton dénommé WES5000. Les caractéristiques mécaniques et la composition de ce béton sont présentées dans le Tableau 1-4. Celles-ci sont assez proches de celles du béton de référence R30A7 étudié avec la presse GIGA (Tableau 2-3). Les dimensions de l'échantillon de béton de l'étude de J. M. Schmidt sont 110 mm de longueur et 50 mm de diamètre.

La Figure 1-7 présente le résultat d'un essai hydrostatique à 500 MPa de confinement sur le béton WES5000 en terme de contrainte moyenne fonction des déformations axiale et circonférentielle. Les plateaux observés correspondent à un fluage du béton. Ils sont immédiatement suivis d'une décharge et d'une recharge. A contrainte moyenne donnée, les déformations axiale circonférentielle sont proches. Cela indique que le béton étudié est relativement isotrope. D'un point de vue qualitatif, le béton montre un comportement volumique similaire à ce que l'on peut observer sur le mortier E/C = 0,5 dans l'étude de

N. Burlion [Burlion 1997]⁽¹⁾ et le microbéton MB50 dans l'étude de E. Buzaud [Buzaud 1998] (voir 1.1.1.1).

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la rupture en compression simple	45 MPa
Teneur en eau	3 %
Composition du béton	
<i>Eléments</i>	<i>Quantité (kg/m³)</i>
Granulats roulés ($D_{\max} = 9,5$ mm)	1037,6
Sable	840,7
Ciment Portland de type I	264
Eau	145,9
Fumée de cendre	55,8
Réducteur d'eau de type "300N"	0,65
Rapport eau/ciment (E/C)	0,55

Tableau 1-4 : Caractéristiques mécaniques, composition du béton WES5000 [Schmidt 2003]

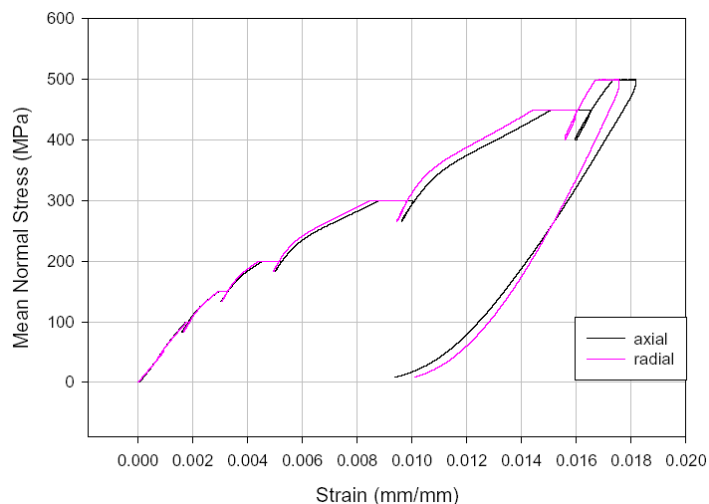


Figure 1-7 : Essai hydrostatique à 500 MPa de confinement sur le béton WES5000: contrainte moyenne en fonction des déformations axiale et circonférentielle [Schmidt 2003]

La Figure 1-8 montre le résultat d'essais triaxiaux sur le béton WES5000 en terme de contrainte déviatoire en fonction des déformations (a, b, c, d, e) et contrainte déviatoire en fonction de la contrainte moyenne (f). Nous observons sur les Figure 1-8a, b, c, d, e que le déviateur maximal atteint augmente avec le confinement. Un confinement de 50 MPa permet d'atteindre un déviateur maximal d'environ 230 MPa, tandis qu'un confinement de 450 MPa permet d'atteindre un déviateur maximal d'environ 680 MPa. Par ailleurs, l'augmentation de confinement semble contribuer à une augmentation de la raideur tangente axiale du béton. Les essais triaxiaux sur le béton de référence R30A7 montreront des résultats similaires.

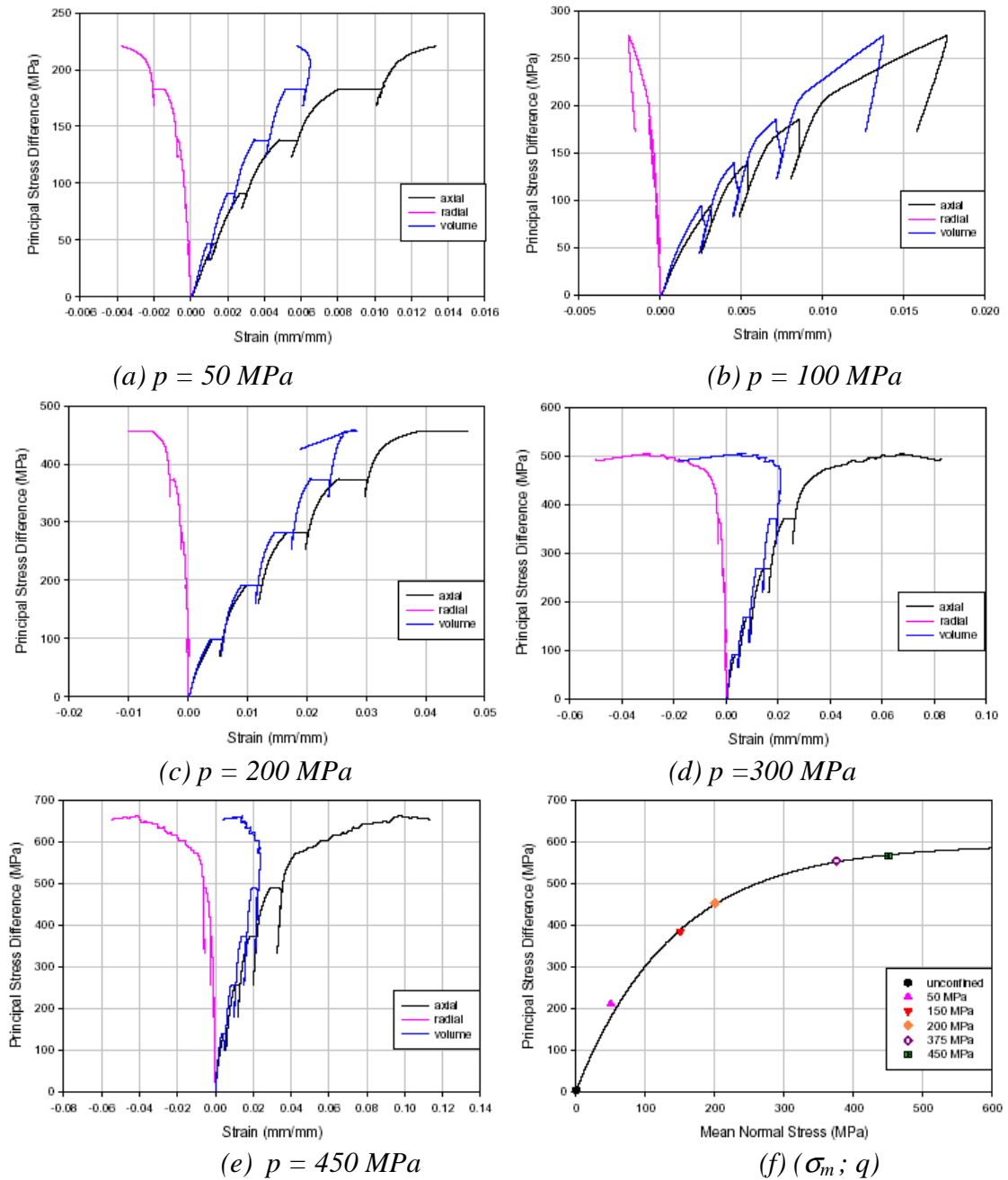


Figure 1-8 : Résultat d'essais triaxiaux sur le béton WES5000 [Schmidt 2003] : contrainte déviatoire en fonction des déformations axiale, circonférentielle et volumique (a, b, c, d, e) et contrainte déviatoire en fonction de la contrainte moyenne (f); p : pression de confinement

(a) 50 MPa de confinement

(b) 100 MPa de confinement

(c) 200 MPa de confinement

(d) 300 MPa de confinement

(e) 450 MPa de confinement

(f) Contrainte déviatoire q à l'état limite en déformation en fonction de la contrainte moyenne σ_m

Les courbes de comportement volumique (courbe du milieu sur chaque figure) montrent un point de transition entre contractance et dilatance pour tous les essais. Cette transition, correspondant à l'état limite en déformation du matériau, est d'autant moins marquée que la pression de confinement augmente. La Figure 1-8f présente cet état limite dans le plan déviatoire (σ_m ; q) pour tous les échantillons testés. Les résultats sont similaires à ceux des mortiers présentés précédemment, ils mettent en évidence l'existence d'une enveloppe limite, dont la pente diminue progressivement pour tendre vers un plateau.

Une autre étude sur un béton de résistance à la rupture de 23 MPa a été faite par T. Warren et ses collaborateurs [Warren 2004]. Ces auteurs ont effectué des essais triaxiaux avec des niveaux de confinement allant de 50 à 400 MPa. Les caractéristiques et la composition de ce béton sont présentées au Tableau 1-5. Les dimensions de l'échantillon de béton de cette étude sont 110 mm de longueur et 50 mm de diamètre. Le béton étudié a un état "sec" avant l'essai mais son degré de saturation réel n'a pas été déterminé.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la rupture en compression simple	23 MPa
Porosité	25,5 %
Proportion de mélange du béton de 23 MPa de résistance	
<i>Composants</i>	<i>Densité</i>
Granulats roulés ($D_{max} = 9,5$ mm)	0,31
Sable	5,87
Ciment Portland de type I/II	1,17
Eau	1
Réducteur d'eau	0,009
Densité estimée des grains (mg/m^3)	2,65
Rapport eau/ciment (E/C)	0,85

Tableau 1-5 : Caractéristiques mécaniques, proportion de mélange du béton de 23 MPa de résistance [Warren 2004]

La Figure 1-9 montre des résultats d'essais triaxiaux sur le béton étudié en terme de contrainte axiale fonction des déformations axiale et circonférentielle (petits points noirs). Ces résultats mettent en évidence des phénomènes analogues à ceux observés avec des mortiers.

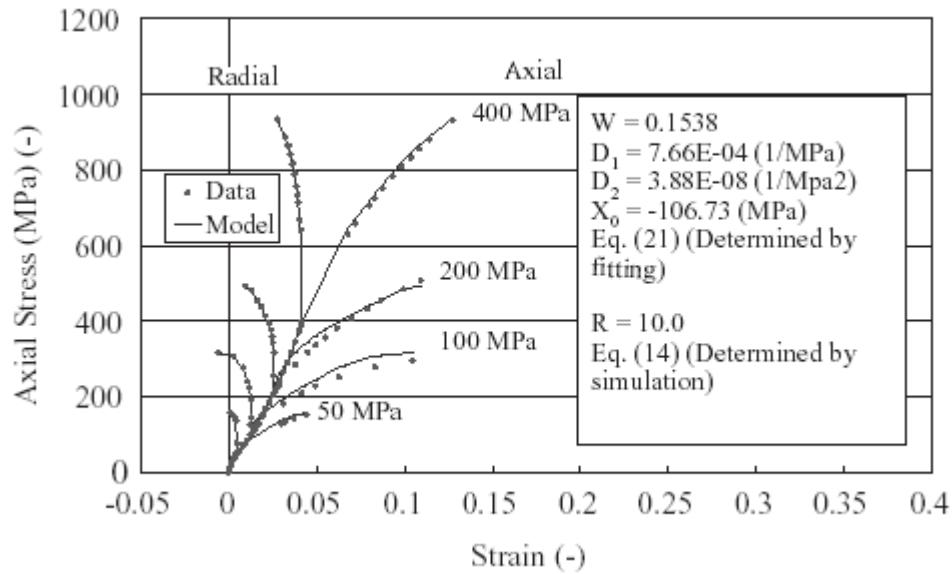


Figure 1-9 : Résultat d'essais triaxiaux sur un béton de 23 MPa de résistance [Warren 2004] : contrainte axiale en fonction des déformations axiale, circonférentielle

1.1.3 Comparaison de l'état limite en contrainte de différents mortiers et bétons

L'état limite en contrainte d'un matériau poreux correspond au niveau maximal de contrainte que le matériau peut atteindre. Une étude effectuée par E. Buzaud [Buzaud 2004] a consisté à comparer les états limite de plusieurs mortiers et bétons sous chargement triaxial [Hanchak 1992], [Gran 1997], [Buzaud 1998], [Bazant 1996], [William 2005], [Schmidt 2003]. Cette comparaison est présentée sur la Figure 1-10 en terme de contrainte déviatoire en fonction de la contrainte moyenne. Les différents mortiers et bétons sont caractérisés par leur résistance à la rupture en compression simple.

Les données expérimentales obtenues pour différents mortiers et bétons montrent une augmentation de la contrainte déviatoire maximale atteinte avec la contrainte moyenne du matériau. Cette augmentation est moins marquée lorsque la contrainte moyenne est élevée. L'ensemble des points expérimentaux pour chaque matériau présente une faible dispersion des résultats. Pour de faibles niveaux de contrainte moyenne, les contraintes dévatoires maximales respectent la hiérarchie des résistances à la rupture en compression simple. Pour de forts niveaux de contrainte moyenne, la dernière remarque n'est plus valable. Par exemple, les contraintes dévatoires maximales du béton de 140 MPa de résistance [Hanchak 1992] sont largement inférieures à celles du mortier MB50 [Buzaud 1998] et du béton de 43 MPa de résistance [Gran 1997]. Il est alors impossible d'établir une corrélation directe entre la résistance en compression simple d'un béton et son état limite en contrainte sous fort confinement. Une étude de l'influence du rapport E/C, présentée dans le chapitre 5, montrera que le comportement du béton sous fort confinement est majoritairement gouverné par l'empilement granulaire constituant le béton.

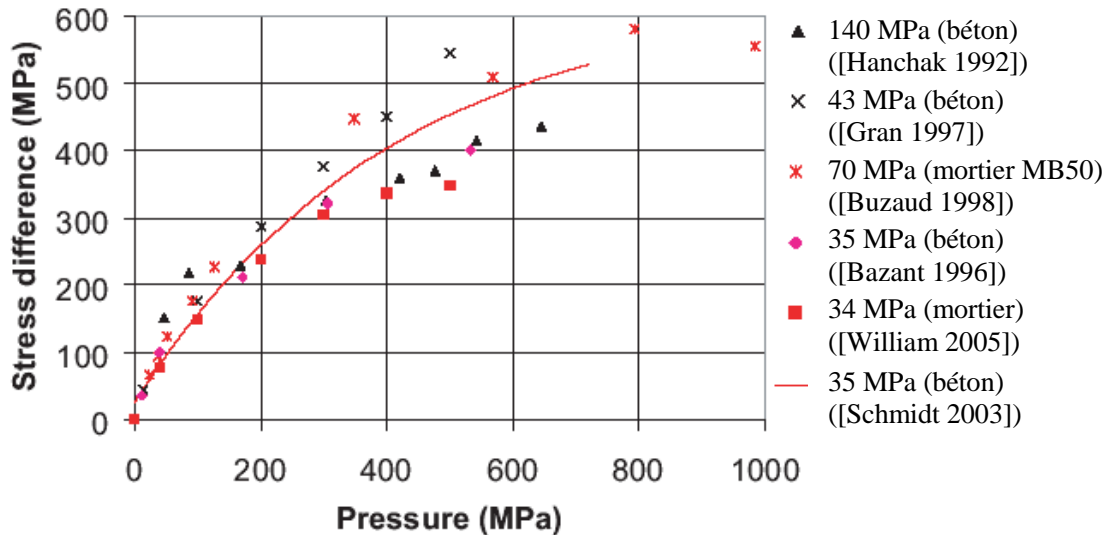


Figure 1-10 : Comparaison de l'état limite en contrainte de différents mortiers et bétons [Buzaud 2004] : contrainte déviatoire à l'état limite en contrainte en fonction de la contrainte moyenne

1.1.4 Influence du confinement sur le mode de rupture

D. Sfer a mis en évidence l'influence du confinement sur le mode de rupture de béton pour des niveaux de confinement inférieurs à 60 MPa [Sfer 2002]. Il a effectué des essais triaxiaux sur un béton ordinaire de 30 MPa de résistance. Les caractéristiques et la proportion de mélange du béton étudié sont présentées dans le Tableau 1-6. Les dimensions de l'échantillon de béton sont 300 mm de longueur et 150 mm de diamètre. Chaque essai triaxial a été effectué en double pour permettre la discussion sur une éventuelle dispersion des résultats.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la rupture en compression simple à 28 jours	30 MPa
Affaissement au cône d'Abrams	15 cm
Proportion de mélange du béton de 30 MPa de résistance	
<i>Composants</i>	<i>Rapport entre la masse de chaque composant et celle du ciment</i>
Gravier	2,8
Sable	2,5
Ciment Portland de type I/II	1
Eau	0,57
Plastifiant	0,24 l/m ³

Tableau 1-6 : Caractéristiques mécaniques, proportion de mélange du béton de 30 MPa de résistance [Sfer 2002]

La Figure 1-11a présente le résultat des essais triaxiaux effectués dans cette étude. La Figure 1-11a montre le résultat de la phase déviatoire de ces essais en terme de contrainte

axiale fonction de la déformation axiale. Notons que la pression hydrostatique est prise en compte dans la contrainte axiale, les courbes de comportement déviatoire ne commencent donc pas à partir de zéro mais de la valeur de la pression de confinement testée. Cette figure confirme l'influence de la pression de confinement. Pour des niveaux de confinements inférieurs ou égaux à 9 MPa, le comportement du béton est du type adoucissant. Pour des niveaux de confinement de 30 et 60 MPa, la courbe de comportement déviatoire tend progressivement vers un plateau asymptotique.

La Figure 1-11b montre le résultat de ces essais en terme de contrainte axiale en fonction de la déformation volumique. Cette figure montre la transition de la contractance du béton à sa dilatance pour tous les essais effectués. Cette transition est pratiquement confondue avec le pic de contrainte pour les essais à des niveaux de confinements inférieurs ou égaux à 9 MPa pour ce béton mais ce n'est plus le cas pour les essais à des niveaux de confinement plus importants.

La Figure 1-11c montre par ailleurs que le mode de rupture de béton évolue très nettement avec la pression de confinement. Pour des niveaux de confinements inférieurs ou égaux à 4,5 MPa, la rupture du béton peut être localisée ou diffuse selon les zones de l'échantillon avec la propagation de certaines fissures verticales ou inclinées. Pour des niveaux de confinement supérieurs à 4,5 MPa, l'échantillon de béton se rompt d'une manière brutale et asymétrique en juste deux ou trois parties. L'orientation des bandes de localisation ne montre cependant pas d'évolution marquée avec la pression de confinement. L'angle d'inclinaison de ces bandes par rapport à la direction principale de charge varie globalement entre 0 et 45°, quelle que soit la pression de confinement.

Deux séries d'essais aux pressions de confinement de 1,5 et 4,5 MPa montrent par ailleurs des modes de rupture différents sur les deux échantillons de chaque série. On observe en plus que les courbes de comportement déviatoire des deux échantillons de chaque série précédente (Figure 1-11a) montrent une dispersion au pic de contrainte plus importante que celle-ci des courbes de comportement d'autres séries.

1.1.5 Influence relative des granulats

Une étude effectuée par S. Akers et B. R. Phillips [Akers 2004] montre l'influence relative des granulats et de la matrice cimentaire sur le comportement du béton considéré comme un mélange de deux matériaux homogènes (granulat et mortier) (Figure 1-12). Cette étude présente des résultats d'essais réalisés sur des échantillons respectivement de mortier, de roche et de béton. Le béton, nommé SAM-21, est constitué d'un mélange du mortier et des granulats issus de la roche (le calcaire dolomitique). Les propriétés physiques et composition des matériaux étudiés sont présentées dans le Tableau 1-7. Les échantillons de 50 mm de diamètre et 110 mm de hauteur sont carottés dans des blocs de chacun des matériaux.

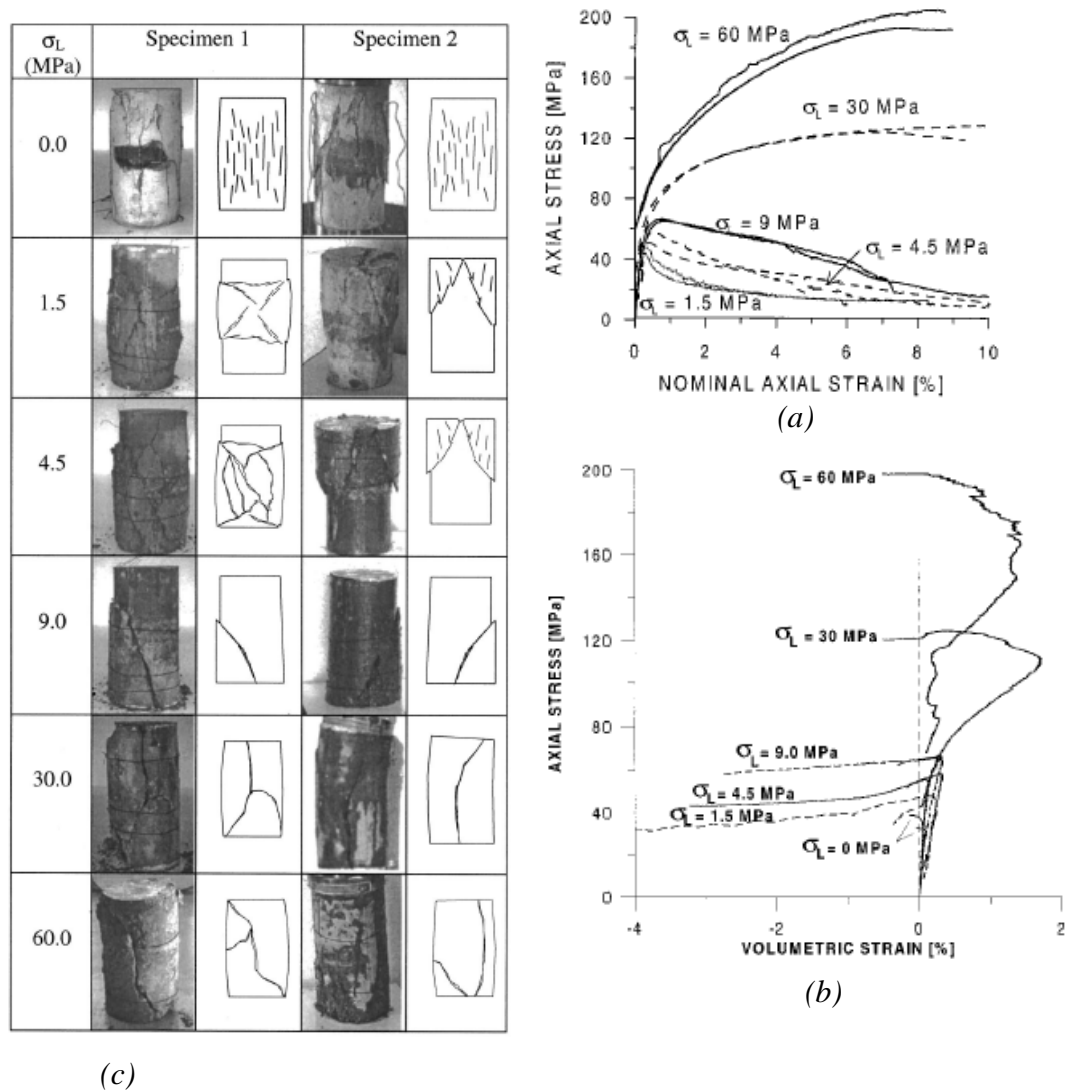


Figure 1-11 : Résultat d'essais triaxiaux à de faibles confinements sur un béton de 30 MPa de résistance [Sfer 2002]

- (a) Phase déviatoire des essais : contrainte axiale en fonction de la déformation axiale
- (b) Contrainte axiale en fonction de la déformation volumique
- (c) Evolution des faciès de rupture en fonction de l'évolution du confinement

Propriétés physiques et composition des matériaux			
	Roche	Béton	Mortier
Volume de solides (%)	99,1	82,5	69,1
Volume d'eau (%)	0,2	6,0	9,7
Volume d'air (%)	0,7	11,5	21,1
Porosité (%)	0,9	17,5	30,9
Degré de saturation (%)	26	34	32

Tableau 1-7 : Propriétés physiques et composition des matériaux étudiés (roche, béton, mortier) [Akers 2004]

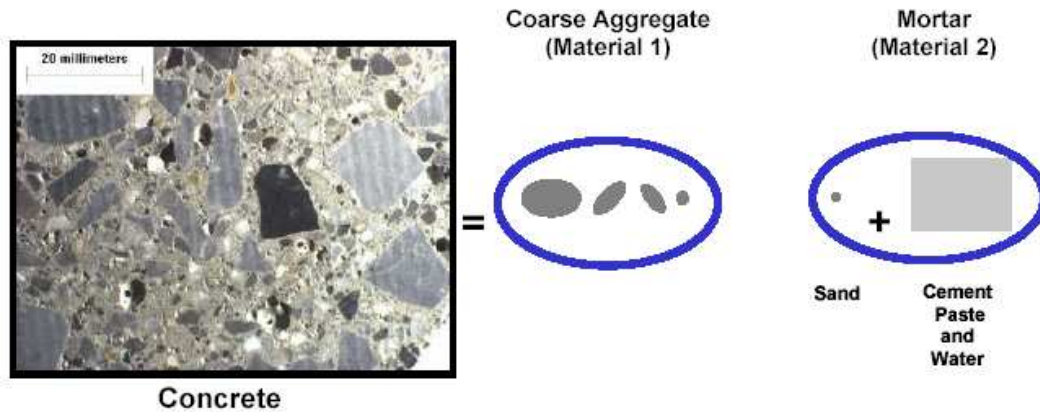


Figure 1-12 : Béton considéré comme un mélange de deux matériaux homogènes (granulat et mortier) [Akers 2004]

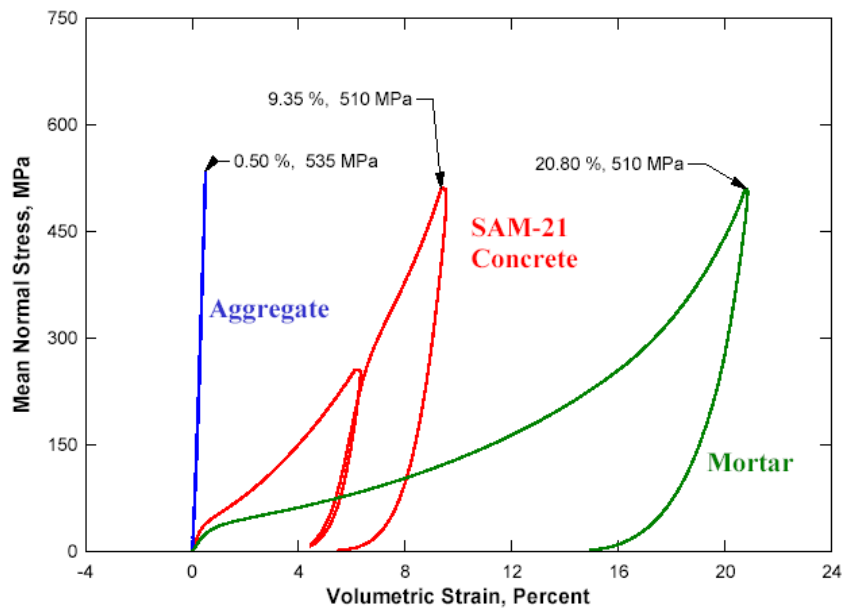
Différents types d'essais ont été effectués : des essais de compression simple, des essais triaxiaux à 300 MPa de confinement, des essais hydrostatiques et des essais œdométriques. Les résultats de ces essais sont présentés sur les Figure 1-13 et 1-14.

La Figure 1-13 présente les résultats des essais hydrostatiques (a) et œdométriques (b) sur les échantillons de roche, de béton et de mortier. Ces figures montrent une grande variation des compressibilités et déformations irréversibles. La porosité totale du matériau est la somme du volume d'air et du volume d'eau rempli des pores au sein du matériau. Comme la compressibilité de l'air est plus grande que celle de l'eau, le volume d'air est un facteur majeur influençant la compressibilité du matériau. La déformation volumique maximale (Figure 1-13a) et la déformation axiale maximale (Figure 1-13b) de chaque matériau étudié sont donc directement liées au volume d'air (Tableau 1-7). Le béton et le mortier montrent aussi une augmentation graduelle du module de compressibilité tangent lorsque le volume d'air est progressivement réduit. Ces figures mettent en évidence par ailleurs que la roche présente un comportement élastique linéaire très raide avec un module de compressibilité de 111 GPa. Le béton quand à lui se compacte d'une manière inélastique comme le mortier mais montre un comportement beaucoup plus raide que celui-ci.

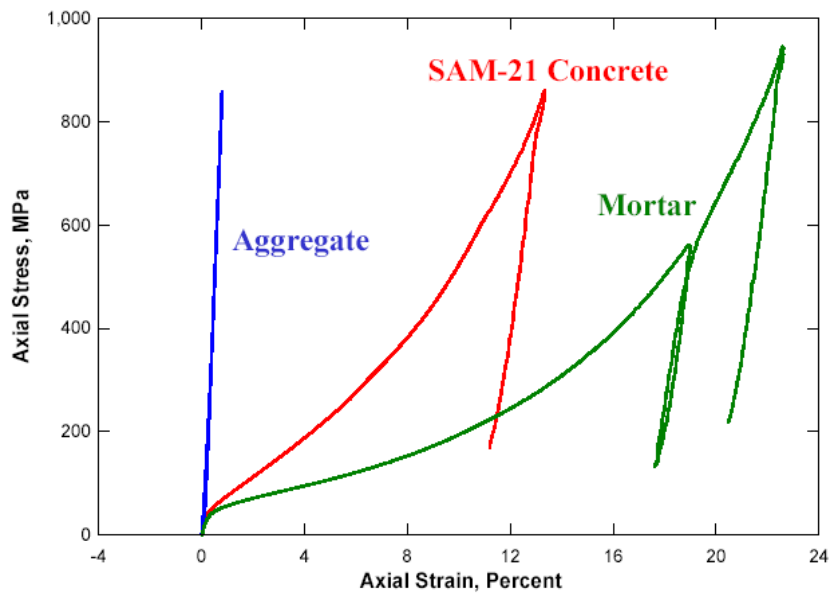
La Figure 1-14 montre les résultats des essais de compression simple (a) et triaxiaux à 300 MPa de confinement (b) sur les échantillons de mortier, de roche et de béton. La Figure 1-14a indique que le béton a un comportement plus proche de celui du mortier que celui de la roche. Ce résultat est similaire avec celui présenté par A. M. Neville [Neville 2002]⁽⁵⁾. Il est observé qu'avant le pic de contrainte, la roche et le mortier présentent une relation contrainte-déformation à peu près linéaire. La relation non-linéaire pour le béton s'explique par la présence d'interfaces entre la pâte de ciment et le granulat et le développement de microfissures à ces interfaces [Shah 1968]. Par ailleurs, cette figure montre que le rapport entre la résistance à la rupture du granulat et celle du béton est de 5,8.

La Figure 1-14b montre qu'à 300 MPa de confinement, la roche a un comportement ductile à écrouissage positif, le béton a un comportement durcissant et le mortier un comportement adoucissant. Il apparaît que la courbe de comportement déviatoire du

béton est similaire à celle du mortier pour des niveaux de contrainte déviatoire inférieurs à 400 MPa (valeur au pic de contrainte du mortier) et analogue à celle de la roche pour des contraintes déviatoires supérieures à 400 MPa. Cette figure présente aussi qu'à même déformation axiale maximale (15%), le rapport entre la contrainte déviatoire maximale de la roche et celle du béton est de 1,2 (ce rapport est de 5,8 pour le cas de compression simple). La pression de confinement fait donc diminuer l'écart entre la contrainte axiale déviatoire de la roche et celle du béton.



(a)



(b)

Figure 1-13 : Essais hydrostatiques (a) et œdométriques (b) sur des échantillons de mortier, de granulat et de béton [Akers 2004]

(a) Contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique

(b) Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale

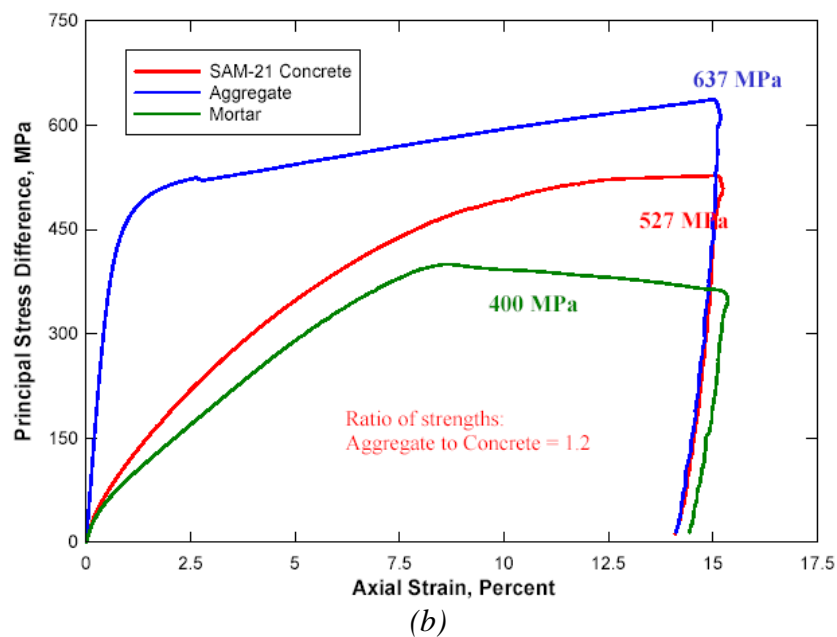
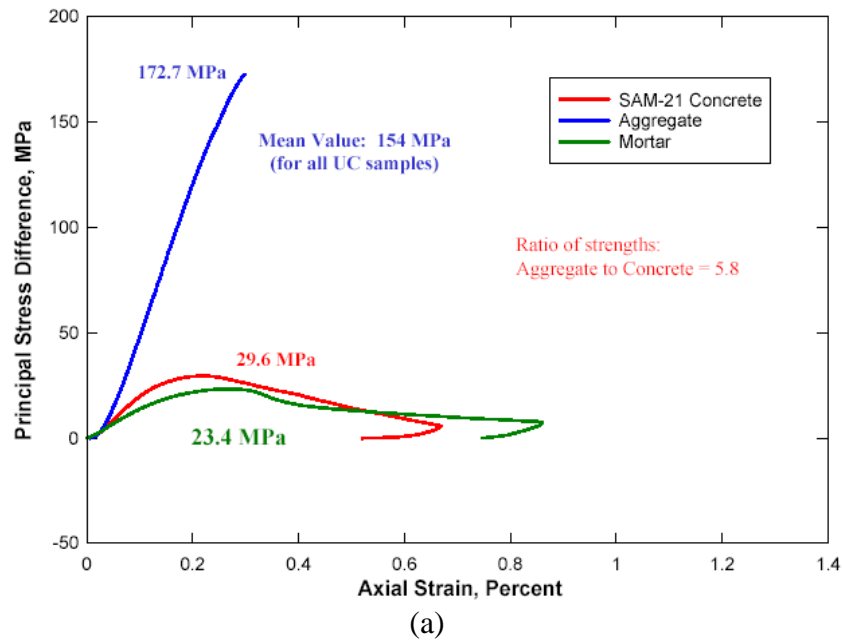


Figure 1-14 : Essais de compression simple (a) et triaxiaux à 300 MPa de confinement (b) sur des échantillons de mortier, de granulats et de béton [Akers 2004] : Contrainte axiale déviatoire en fonction de la déformation axiale

L'analyse de ces essais montre les influences complexes des composants du béton sur son comportement global. Le comportement volumique du béton présente un type similaire à celui du mortier. Ce comportement est fortement dépendant de la porosité du matériau dont le volume d'air est un facteur majeur. En compression simple, le comportement axial du béton est plus proche de celui du mortier que celui de la roche. En compression triaxiale à fort confinement, la courbe de comportement déviatoire du béton est similaire à celle du mortier pour de faibles niveaux de contrainte mais analogue à celle de la roche pour de niveaux de contrainte plus importants. Ces résultats montrent qu'il est possible

de décrire le comportement du béton à partir du comportement du mortier, des caractéristiques élastiques de la roche et des quantités respectives des deux constituants (mortier et granulat).

1.1.6 Analogies avec le comportement des roches

Différentes études menées sur le comportement triaxial des roches montrent de grandes similitudes de comportement avec les bétons et mortiers en terme d'évolution des comportements axial et volumique en fonction de la pression de confinement. Nous présentons dans cette section l'influence du confinement sur le comportement et sur la localisation de la déformation des roches lors d'essais triaxiaux à de forts confinements.

1.1.6.1 Influence du confinement sur le comportement des roches

P. Bésuelle [Bésuelle 2000] présente l'influence de la pression de confinement sur le comportement axial déviatoire et à rupture d'un grès des Vosges. La porosité de ce grès est de 22%. Les tailles des grains varient de 0,15 à 0,45 mm. Les échantillons de grès testés sont conservés quelques jours dans l'étuve à 100°C et considérés secs avant essai.

La Figure 1-15 montre les résultats d'essais triaxiaux à des confinements allant de 0,1 à 60 MPa en terme de contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale. Elle met en évidence que la raideur tangente du matériau augmente progressivement avec la pression de confinement. Tous les essais mettent en évidence un comportement déviatoire adoucissant avec un pic de contrainte.

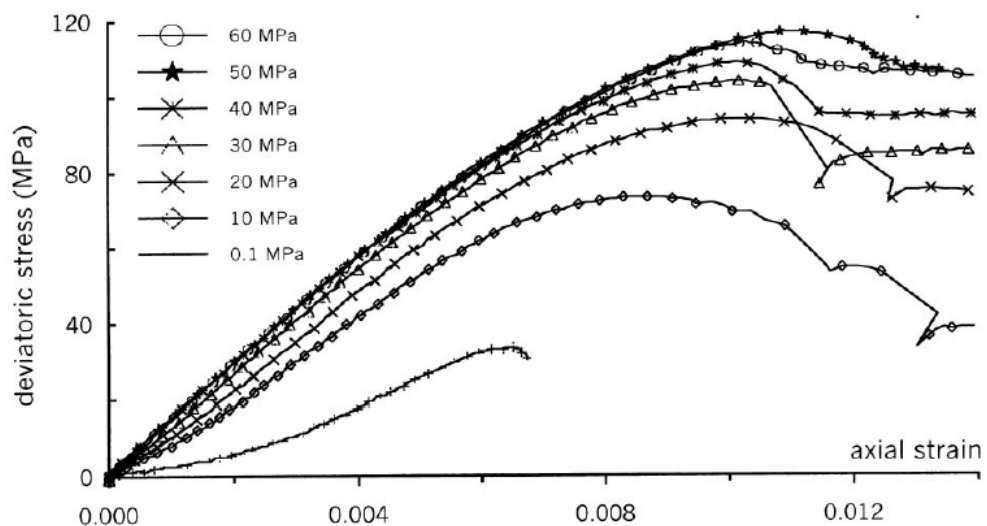


Figure 1-15 : Essais triaxiaux à différentes pression de confinement sur le grès de Vosges : contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale [Bésuelle 2000]

La Figure 1-16 présente ces essais en terme de contrainte moyenne fonction de la déformation volumique. Les courbes de comportement volumique des essais à des confinements inférieurs à 40 MPa montrent nettement une transition contractance-dilatance juste avant d'atteindre le seuil de contrainte. Le comportement volumique du grès sous faible confinement est donc similaire à celui des bétons présenté précédemment.

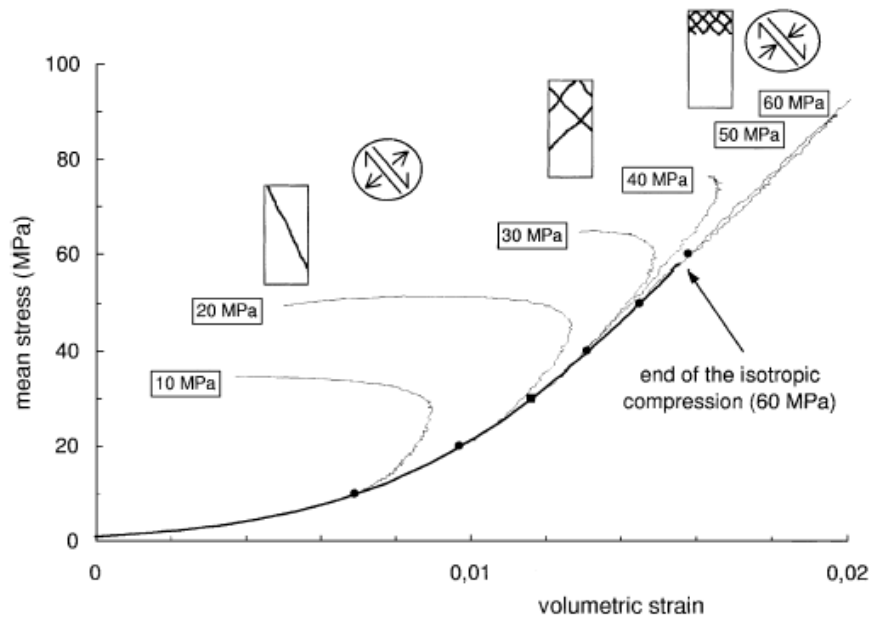


Figure 1-16 : Essais triaxiaux à différentes pression de confinement sur un grès : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Bésuelle 2000]

D'autres roches, comme le calcaire de Tavel, présentent des comportements similaires [Vajdova 2004]. La Figure 1-17 présente des résultats d'essais triaxiaux sur le calcaire de Tavel. La porosité moyenne et la taille moyenne des grains de cette roche sont respectivement de 10,4 % et 5 μm . Les échantillons testés sont conservés 48 heures dans l'étuve à 80°C et considérés secs avant essai.

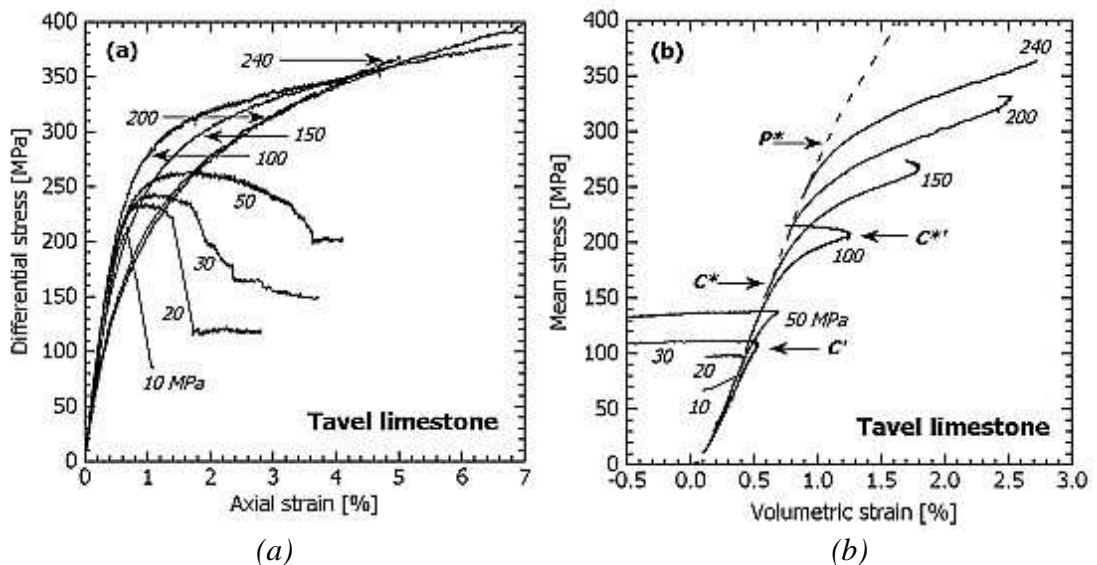


Figure 1-17 : Essais triaxiaux sur le calcaire de Tavel [Vajdova 2004]
 (a) Contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale
 (b) Contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique

La Figure 1-17 a montre l'évolution du comportement déviatoire du matériau en fonction de la pression de confinement. Ce comportement varie d'un type adoucissant à un type durcissant à mesure que la pression de confinement augmente. La Figure 1-17b présente l'évolution du comportement volumique du matériau en fonction de la pression de confinement. Tous les essais à des confinements inférieurs à 200 MPa montrent une transition nette de la contractance du matériau à sa dilatance définissant un seuil de déformation. L'essai à 240 MPa de confinement sur ce matériau n'atteint pas un seuil de déformation.

1.1.6.2 Influence du confinement sur la localisation de la déformation des roches

Inclinaison des bandes de localisations en fonction du confinement

P. Bésuelle [Bésuelle 2000] met par ailleurs en évidence l'évolution du mode de rupture avec le confinement. Cette évolution est présentée par les schémas sur la Figure 1-18 et résumée sur la Figure 1-16. Ces schémas représentent l'état des échantillons après essai et montrent clairement l'évolution de l'inclinaison des bandes de localisation avec la pression de confinement. Pour des pressions de confinement nulles ou très faibles, les bandes observées sont quasi-verticales. Lorsque la pression de confinement augmente, les bandes s'inclinent vers un angle d'environ de 45° par rapport à la direction principale de charge. A faible confinement, la localisation est nette et se présente sous forme d'un ou deux plans de localisation. Le nombre de ces plans augmente progressivement avec la pression de confinement.

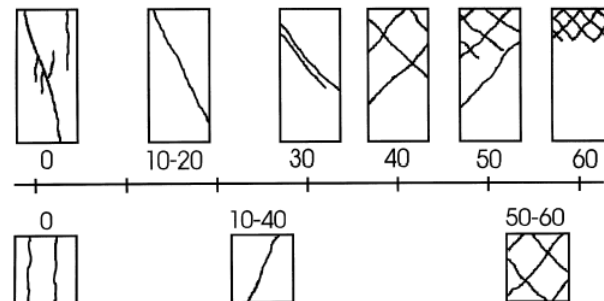


Figure 1-18 : Evolution du type de localisation avec la pression de confinement pour les essais triaxiaux sur un grès [Bésuelle 2000]

Une corrélation entre l'évolution de l'inclinaison des bandes de localisation et l'évolution du comportement volumique du grès est établi par P. Bésuelle. Pour des pressions de confinement faibles, les bandes de localisation sont associées à la rupture par extension selon la direction perpendiculaire à celle du chargement axial, les bandes sont alors parallèles à la direction de charge axiale. Lorsque la pression de confinement augmente, le cisaillement intervient de manière prépondérante sur la localisation du matériau. Il se trouve successivement couplé à de la dilatance puis à de la compaction du matériau à mesure que la pression de confinement augmente. L'évolution d'une localisation de cisaillement dilatante à une localisation de cisaillement compactante du grès avec l'augmentation de la pression de confinement est résumée sur la Figure 1-16.

Bandes de compaction dans les roches

P. Baud et ses collaborateurs [Baud 2004] mettent en évidence l'apparition des bandes de compaction à l'intérieur des échantillons de grès lors de chargements triaxiaux. Ces auteurs proposent la définition de quelques termes présentés dans ce paragraphe : une structure localisée qui est quasiment perpendiculaire à la direction de contrainte axiale dénommée bande de compaction ; une structure localisée qui est inclinée par rapport à la direction de contrainte axiale, c'est une bande de cisaillement. Une bande de compaction est définie comme discrète lorsque son épaisseur est inférieure à quelques grains (≤ 3) et comme diffuse lorsque son épaisseur est supérieure à plusieurs grains.

Ces auteurs ont effectué des essais triaxiaux sur des échantillons saturés de différents grès. Ces essais sont effectués dans des conditions drainées avec une pression interstitielle quasiment constante (10 MPa) au cours de l'essai. Dans ces essais, la pression effective P_{eff} est la différence entre la pression de confinement P_c et la pression interstitielle. Les porosités et les tailles de grains des différentes roches étudiées dans cette section sont présentées dans le Tableau 1-8.

Origine du grès	Porosité	Taille maximale des grains
Bentheim	22,8%	0,105 mm
Darley Dale	13%	0,17 mm
Berea	21%	0,13 mm

Tableau 1-8 : Caractéristique du grès de Bentheim, de Darley Dale et de Berea [Baud 2004], [Baud 2000]

La Figure 1-19 présente les résultats d'essais triaxiaux à des niveaux de pression effective variant de 90 à 350 MPa sur un grès de Bentheim, en terme de contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique. Cette figure montre que tous les essais atteignent un plateau de contrainte. Une fois ce seuil atteint, la déformation volumique de l'échantillon continue à augmenter à contrainte moyenne constante. Contrairement à l'ensemble des essais présentés préalablement, ces essais ne montrent pas de seuil de déformation volumique.

La Figure 1-20 montre les faciès des échantillons du grès de Bentheim testés à 300 MPa de pression effective pour différents niveaux de déformation axiale. Afin d'obtenir ces photos, les échantillons issus de ces essais sont imbibés avec de la résine époxy, puis coupés après séchage dans le sens de leur longueur. Cette figure met en évidence un mode de compaction localisé qui apparaît progressivement sur toute la hauteur de l'échantillon au cours du chargement (Figure 1-20). Les bandes de compaction (en noir foncé sur la figure) sont relativement fines et quasiment perpendiculaires à la direction principale de charge. Lorsque la déformation axiale augmente, ces bandes apparaissent progressivement à différentes hauteurs de l'échantillon jusqu'à en occuper tout le volume.

Les autres échantillons du grès de Bentheim testés à d'autres confinements (Figure 1-19) présentent des bandes de compaction similaires à celles observées sur l'échantillon testé à 300 MPa de pression effective (Figure 1-20).

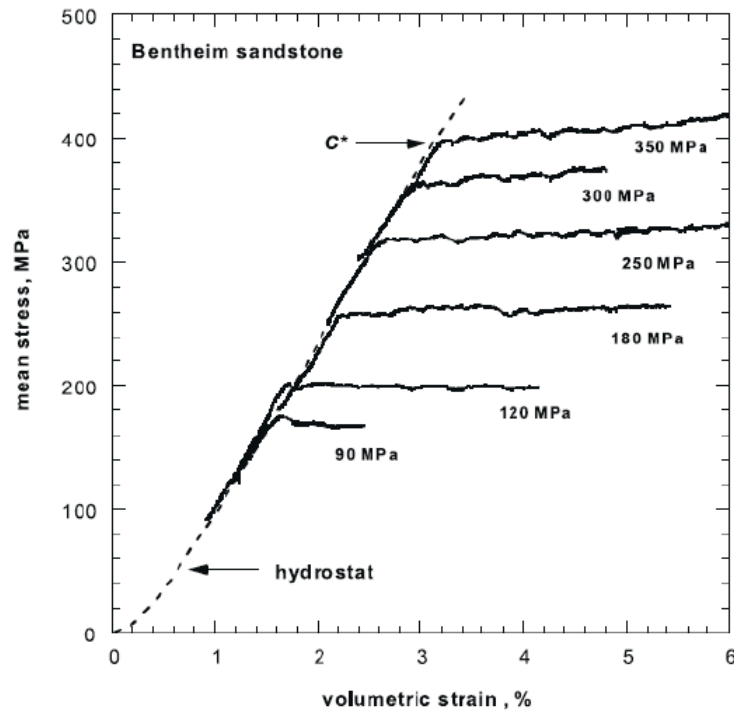


Figure 1-19 : Courbes de comportement volumique d’essais triaxiaux pour différentes pressions effectives sur un grès de Bentheim : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Baud 2004]

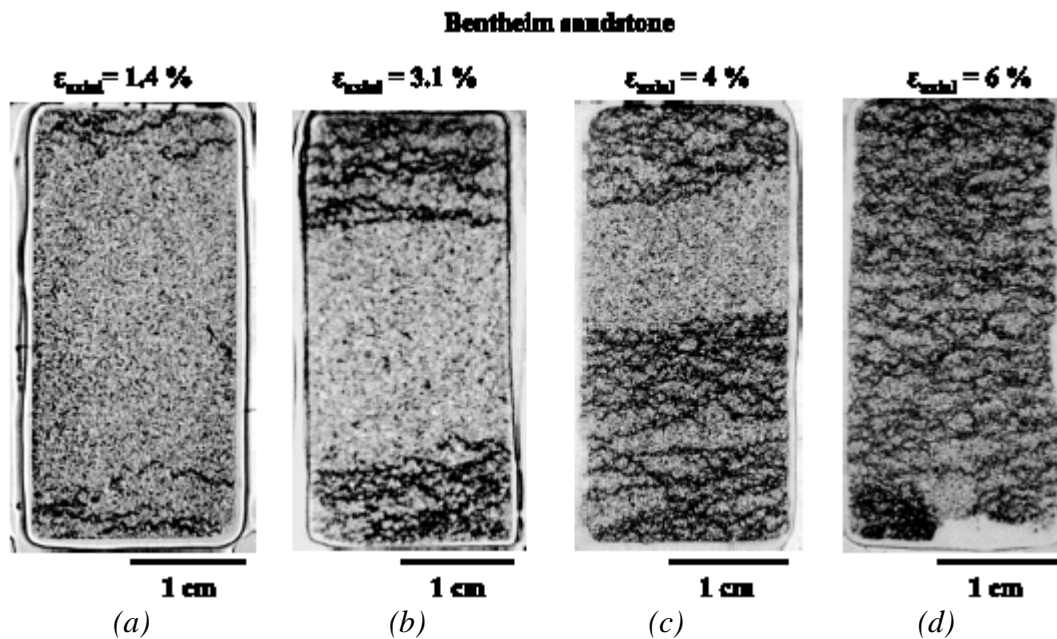


Figure 1-20 : Faciès des échantillons du grès de Bentheim testés à 300 MPa de confinement pour différents niveaux de déformation axiale : 1,4% (a) ; 3,1% (b) ; 4% (c) ; 6% (d) [Baud 2004]

La Figure 1-21 montre les résultats d’essais triaxiaux sur un grès de Darley Dale et de Berea en terme de contrainte moyenne effective en fonction de la réduction de porosité (ou déformation volumique). Les essais sur un grès de Darley Dale et de Berea sont

réalisés à des niveaux de confinement allant respectivement de 80 MPa à 150 MPa (Figure 1-21a) et de 50 MPa à 200 MPa (Figure 1-21b).

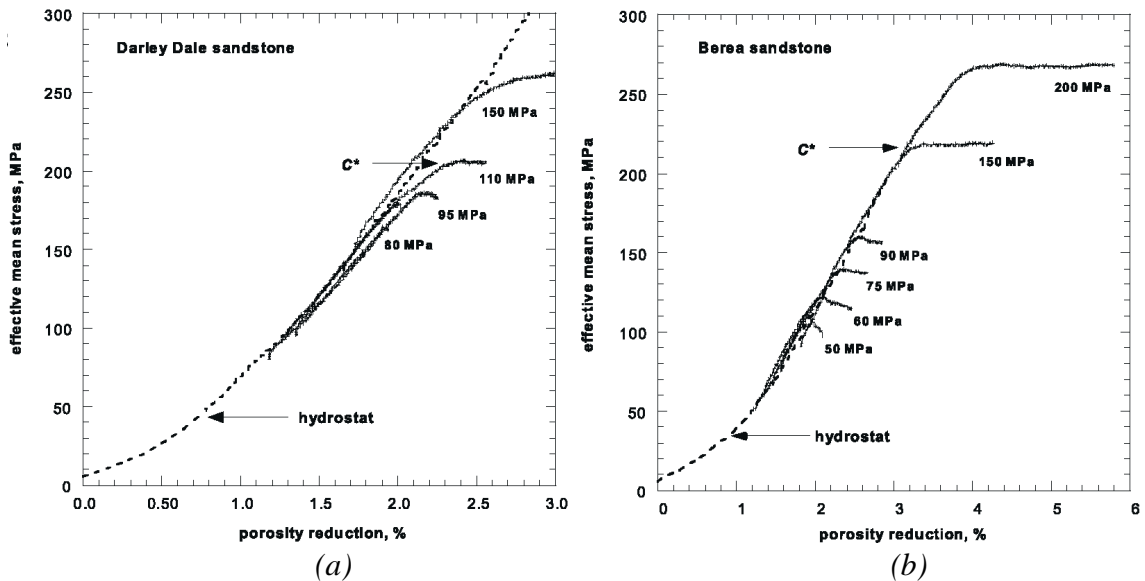


Figure 1-21 : Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux pour différentes pressions effectives sur un grès de Darley Dale et de Berea : contrainte moyenne effective en fonction de la réduction de porosité (déformation volumique) [Baud 2004]

La Figure 1-21a met en évidence l'évolution du type de comportement volumique du grès de Darley Dale avec l'augmentation du confinement : à 80 et 95 MPa de pression effective, la courbe de comportement volumique connaît un pic de contrainte ; à 110 MPa de pression effective, elle atteint un plateau de contrainte ; à 150 MPa de pression effective, elle montre une augmentation du module tangent lorsque la déformation volumique s'accroît. Les auteurs de cette étude précisent que les échantillons de grès de Darley Dale testés à des pressions effectives supérieures à 110 MPa s'endommagent par l'écoulement cataclastique avec aucune localisation de la déformation [Baud 2004]. Ce régime de déformation se manifeste par un endommagement sous forme de microfissuration distribuée de façon homogène, d'écrasement de grains et d'effondrement de la porosité [Menéndez 1996].

Par ailleurs, l'échantillon testé à 80 MPa de pression effective présente un mode de rupture sous forme des bandes de cisaillement qui sont inclinées à environ 45° par rapport à la direction de contrainte axiale. Le mode de rupture de l'échantillon testé à 95 MPa de pression effective est montré sur la Figure 1-22. Les images dans cette figure (ainsi que d'autres images qui suivent dans ce paragraphe) sont issues d'une analyse stéréologique [Wu 2000] qui est basée sur la distribution des micro-fissures à l'intérieur de l'échantillon. La Figure 1-22a présente sur sa partie supérieure une zone de développement de bandes de cisaillement. Dans ces bandes, on observe un écrasement intense des grains (Figure 1-22b) et des fissures axiales (Figure 1-22c). En dehors de ces bandes, des fissures axiales et un évident écrasement de grains sont observées dans une zone isolée mais l'endommagement dans la dernière zone est significativement moins intense que dans les bandes de cisaillement.

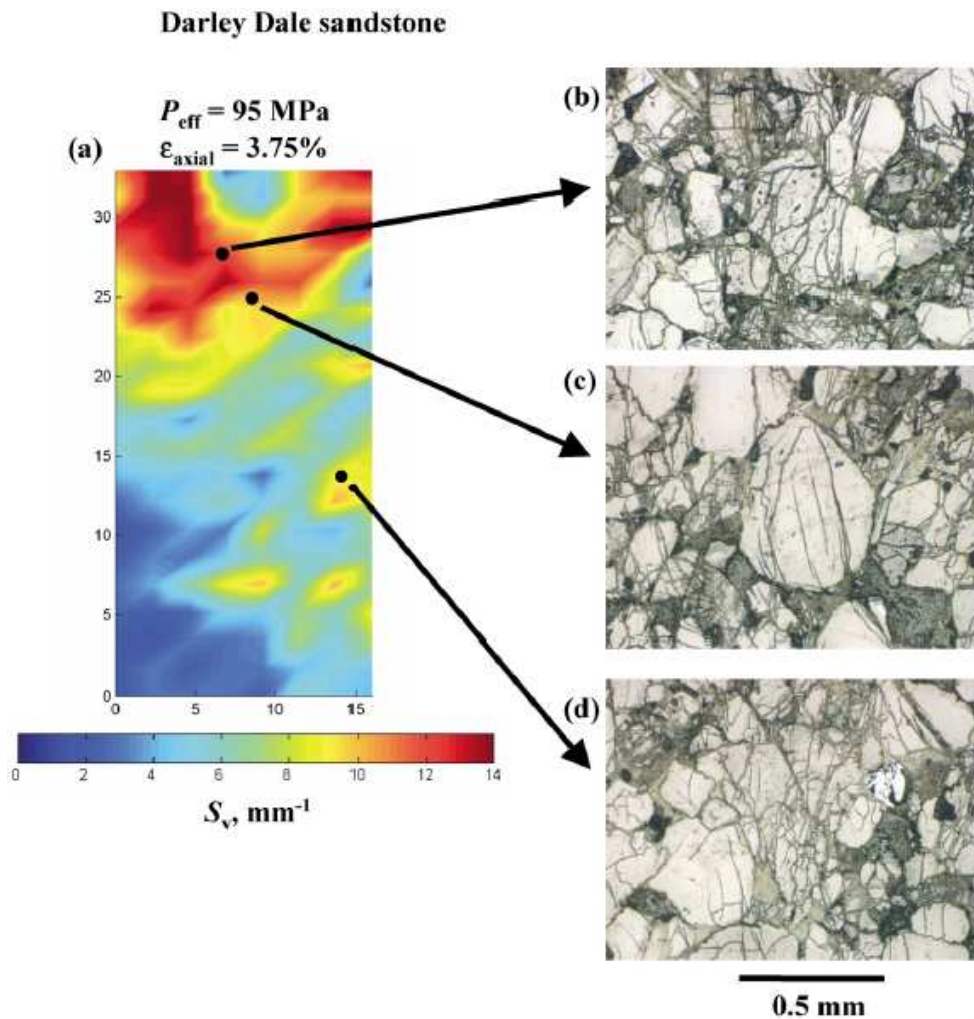


Figure 1-22 : Modes de rupture dans un échantillon de grès de Darley Dale testé à 95 MPa de pression effective et à 3,75% de déformation axiale [Baud 2004] :

(a) Distribution spatiale d'endommagement à l'intérieur de l'échantillon

(b) Ecrasement des grains dans les bandes de cisaillement

(c) Zone dominante par la fissuration axiale

(d) Important endommagement dehors des bandes de cisaillement

Les essais effectués à différents confinements sur les échantillons du grès de Darley Dale n'ont donc pas fait apparaître de bandes de compaction. Pour des pressions effectives relativement importantes (de 80MPa à 95 MPa), les échantillons ne présentent que des bandes de cisaillement.

La Figure 1-21b montre l'évolution du type de comportement volumique du grès de Berea avec l'accroissement de confinement : à 50 et 90 MPa de pression effective, la courbe de comportement volumique connaît un pic de contrainte ; à 150 MPa et 200 MPa de pression effective, elle atteint un plateau de contrainte.

La Figure 1-23 présente les modes de rupture des échantillons de grès de Berea testés à des pressions effectives différentes : 50 MPa (a), 60 MPa (b), 75 MPa (c), 90 MPa (d) et 150 MPa (e). Les échantillons de grès de Berea testé à des pressions effectives allant de 50 MPa à 90 MPa (Figure 1-23a, b, c, d) montrent sur leur partie supérieure des zones de développement de bandes de cisaillement avec différentes inclinaisons. L'échantillon de

grès de Berea testé à 150 MPa de pression effective (Figure 1-23e) présente certaines bandes de compaction diffuses à la partie supérieure l'échantillon.

La Figure 1-24 présente l'état d'endommagement de l'échantillon de grès de Berea testé à 200 MPa de pression effective. Cette figure met en évidence de multiples modes de localisation : des bandes de cisaillement, de compaction discrètes et de compaction diffuses. La Figure 1-24a montre que les bandes de compaction sont observées non seulement aux parties extrêmes mais aussi au milieu de l'échantillon. Des bandes aux parties extrêmes sont diffuses mais des bandes au milieu de l'échantillon sont plutôt discrètes. Une de ces dernières bandes est présentée en détail sur la Figure 1-24b. Les grains dans cette bande sont intensément écrasés mais à une distance d'environ deux grains, il n'y a pas de microfissation (Figure 1-24c).

Les courbes de comportement volumique des échantillons de grès présentant des ruptures sous forme des bandes de compaction font apparaître un plateau de contrainte (Figure 1-19, Figure 1-21 b). Ce comportement met en évidence que la déformation volumique du matériau augmente progressivement avec la contrainte moyenne jusqu'à un seuil de contrainte; puis une fois ce seuil atteint, elle continue à accroître à une contrainte moyenne constante.

Le mode de rupture, selon les auteurs, dépend du confinement et de la porosité de la roche étudiée. Le grès de Bentheim est le plus poreux avec une porosité de 22,8%. Il a par ailleurs des grains les plus petits (0,105 mm). Tous les échantillons de ce grès testés dans cette étude présentent des bandes de compaction. Les échantillons de grès de Berea, avec une porosité intermédiaire de 21% et des grains maximaux de 0,13mm, montrent des modes de localisation variés selon la pression de confinement : bandes de cisaillement, de compaction discrète et de compaction diffuse. Le grès de Darley Dale a la porosité la plus faible (13%) et des grains plus gros (0,17mm). Les échantillons de ce grès testés à différents confinements ne présentent pas de bandes de compaction.

Ces résultats mettent en évidence que la formation de bandes de compaction d'un géomatériau semble nécessiter une porosité importante, une taille maximale de grains relativement faible et des niveaux de contraintes élevés. Il semble par ailleurs qu'un géomatériau dont le comportement volumique présente une augmentation progressive de la déformation volumique à contrainte moyenne constante peut faire apparaître des bandes de compaction.

Les bétons étudiés dans notre étude ont une taille de granulats maximale de 8 mm et des porosités variant de 7 à 12%. Les échantillons de bétons testés à différents confinements à l'aide de la presse GIGA montreront des comportements volumiques avec une transition de la contractance à la dilatance quel que soit le confinement. Compte tenu des résultats obtenus sur les grès présentés précédemment et des conclusions précédentes, il est possible que les échantillons de bétons testés dans notre étude ne fassent pas apparaître des bandes de compaction.

Berea sandstone

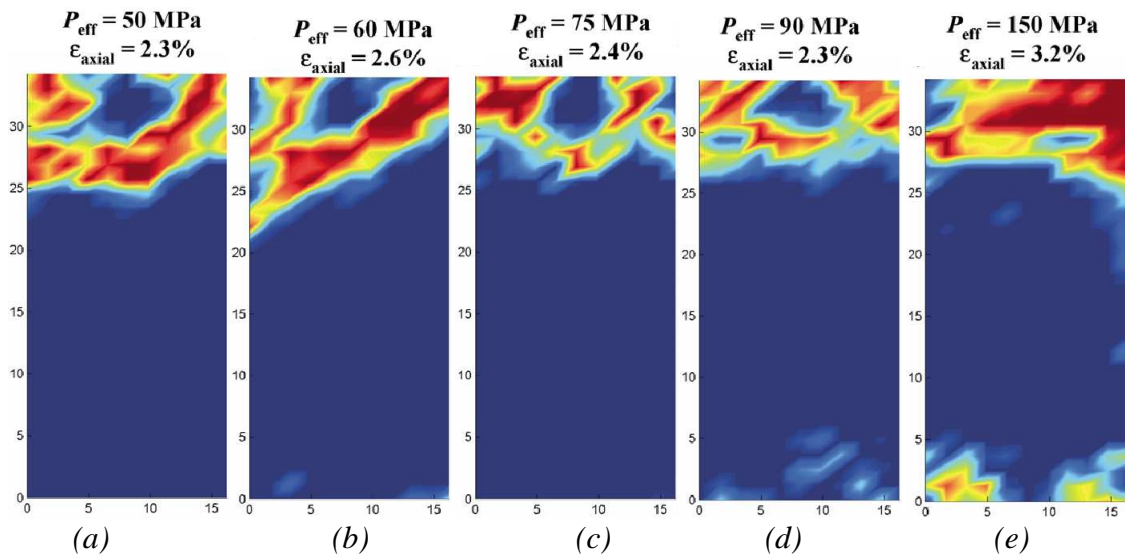


Figure 1-23 : Distribution spatiale d'endommagement à l'intérieur des échantillons de grès de Berea testés à différentes pressions effectives [Baud 2004] ; P_{eff} : pression effective ; ϵ_{axial} : déformation axiale maximale de l'échantillon testé

- (a) $P_{eff} = 50 \text{ MPa}$; $\epsilon_{axial} = 2,3\%$
- (b) $P_{eff} = 60 \text{ MPa}$; $\epsilon_{axial} = 2,6\%$
- (c) $P_{eff} = 75 \text{ MPa}$; $\epsilon_{axial} = 2,4\%$
- (d) $P_{eff} = 90 \text{ MPa}$; $\epsilon_{axial} = 2,3\%$
- (e) $P_{eff} = 150 \text{ MPa}$; $\epsilon_{axial} = 3,2\%$

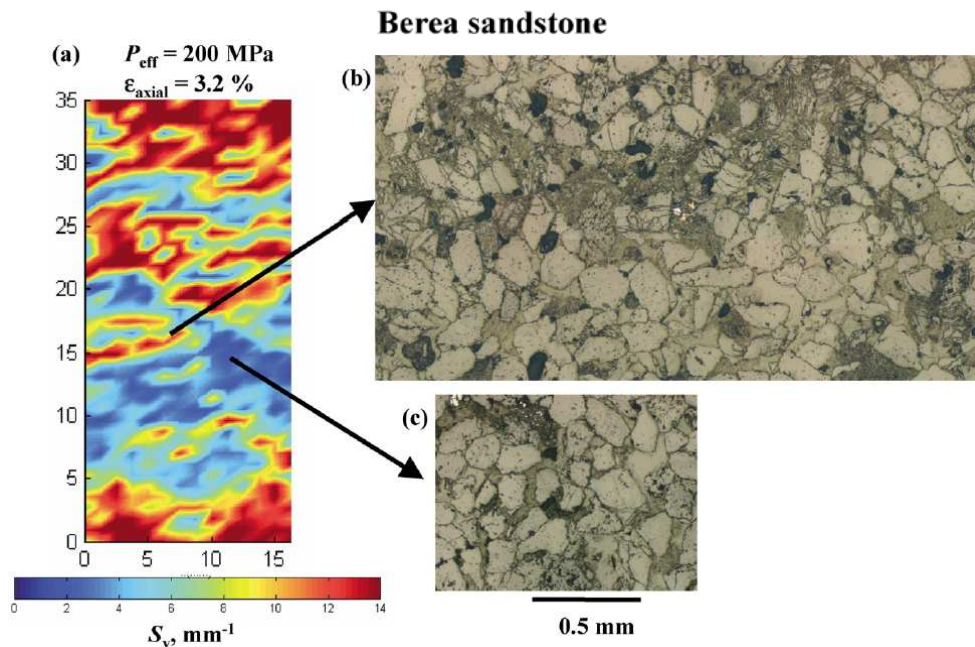


Figure 1-24 : Modes de rupture dans un échantillon de grès de Berea testé à 200 MPa de pression effective [Baud 2004] : bandes de compaction diffuses et bandes de compaction discrètes à l'intérieur de l'échantillon; (a) Distribution spatiale d'endommagement à l'intérieur de l'échantillon; (b) Transition entre une bande de compaction discrète et une zone intacte; (c) Certaines zones intactes

1.2 Influence du degré de saturation

Le degré de saturation d'un matériau à matrice cimentaire comme le mortier et le béton est défini comme le rapport entre le volume d'eau et celui de vides du matériau. Dans l'étude de l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement sous fort confinement à l'aide de la presse GIGA, les échantillons du béton de référence (R30A7) sont conservés selon des conditions différentes (dans l'eau, à l'air ambiant, dans l'étuve à 50°C) afin d'obtenir des échantillons de différents degrés de saturation. Le séchage fait diminuer la quantité d'eau libre et le degré de saturation du matériau. L'effet du degré de saturation du béton sur son comportement en compression triaxiale est donc directement lié à l'effet de séchage du béton. Nous présentons tout d'abord dans cette section l'effet de séchage du mortier et du béton sur son comportement sous faible confinement. Nous montrons ensuite des résultats d'essais uniaxiaux confinés effectués sur les échantillons de mortier conservés dans des conditions différentes. Nous terminons par une présentation de l'influence de l'eau sur le comportement triaxial des grès.

1.2.1 Effet de séchage du mortier et du béton sous faible confinement

N. Burlion, I. Yurtdas et leurs collaborateurs [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾, [Yurtdas 2004]⁽²⁾, [Burlion 2005] ont mis en évidence l'effet du séchage des matériaux à matrice cimentaire (mortier et béton) sur leur comportement sous faible confinement. Ces auteurs ont réalisé des essais de compression simple, hydrostatiques à 60 MPa de confinement, et triaxiaux à 15 MPa de confinement sur des échantillons différents de mortier ou de béton conservés selon différentes conditions avant essai (dans deux couches d'aluminium étanches, en atmosphère contrôlée ou dans un four à 60°C). Chaque échantillon de mortier ou de béton a une perte en poids différente en fonction de ses conditions et durée de conservation. Une diminution progressive de masse d'un matériau à matrice cimentaire due au séchage est équivalente à une baisse graduelle de son degré de saturation. Les auteurs précédents présentent dans leurs études les évolutions des caractéristiques du matériau (résistance à rupture, module de Young, coefficient de Poisson) en fonction de la perte en poids du matériau à l'aide d'essais de compression simple et de compression triaxiale à faibles confinements. Ces études permettent donc d'appréhender qualitativement les évolutions des caractéristiques du matériau en fonction de son degré de saturation sous faible confinement.

1.2.1.1 Essais de compression simple sur mortier

Les auteurs mentionnés ci-dessus ont présenté l'effet de séchage du mortier sur son comportement en compression simple. La composition, les caractéristiques mécaniques et les conditions de conservation des séries d'échantillons de ce mortier sont présentées dans le Tableau 1-9.

Les essais de compression simple sont réalisés avec cycle de charge - décharge sur échantillon cylindrique de 37 mm de diamètre et 74 mm de hauteur. La Figure 1-25 présente un exemple de résultat obtenu en compression simple pour un mortier saturé. Il s'agit de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et circonférentielle. Ces deux déformations sont déterminées comme la moyenne des deux jauges correspondantes.

Composition du mortier étudié	
<i>Eléments</i>	<i>Quantité (kg/m³)</i>
Sable normalisé 0/2 mm	1350
Ciment CEM II/B 32,5 R	450
Eau	225
Rapport eau/ciment (E/C)	0,5
Caractéristiques mécaniques	
Résistance moyenne à la rupture en compression simple	50 MPa
Porosité moyenne	18,2 %
Conditions de conservation des échantillons	
Premières conservations (après coulage): 5 jours dans le moule + 6 mois dans l'eau	
Conservation suivante (avant essai) : 3 séries d'échantillons différentes	
- une série d'échantillons protégées de la dessiccation par deux couches d'aluminium autocollant étanches (échantillons saturés)	
- une série d'échantillons laissées en dessiccation en atmosphère contrôlée (T= 21°C ± 1°C, Hr= 45% ± 5%) (échantillons humides)	
- une série d'échantillons séchées dans un four à 60°C jusqu'à poids constant (échantillons secs)	

Tableau 1-9 : Composition, caractéristiques mécaniques et conditions de conservation des séries d'échantillons différentes du mortier étudié [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾

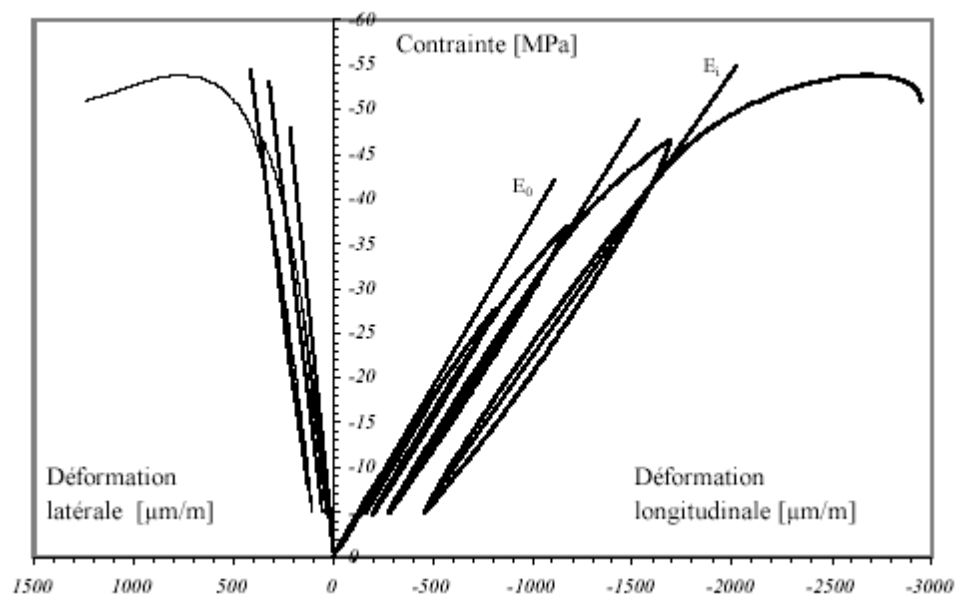
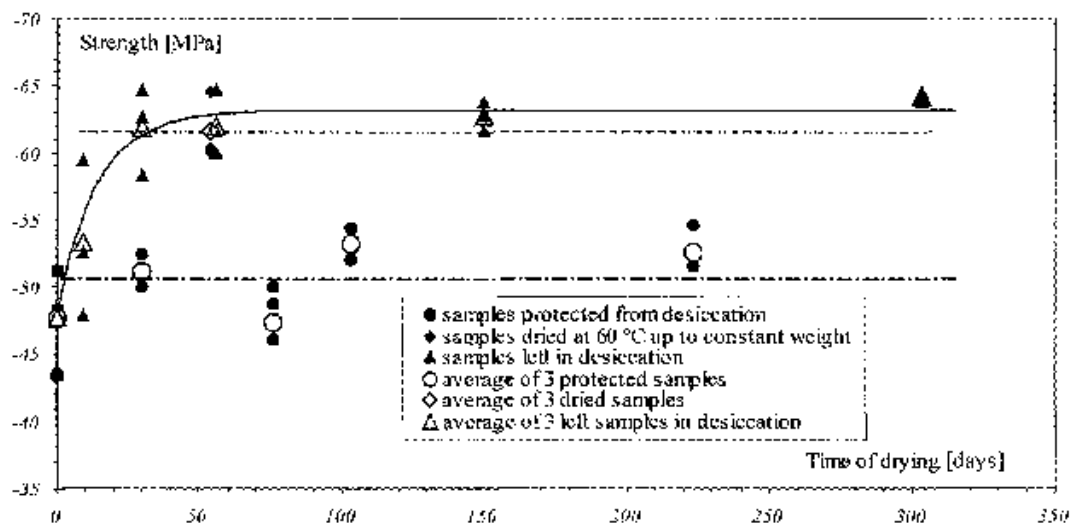


Figure 1-25 : Essai de compression simple sur un échantillon de mortier saturé en eau [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾ : contrainte axiale en fonction des déformations axiale et circonférentielle

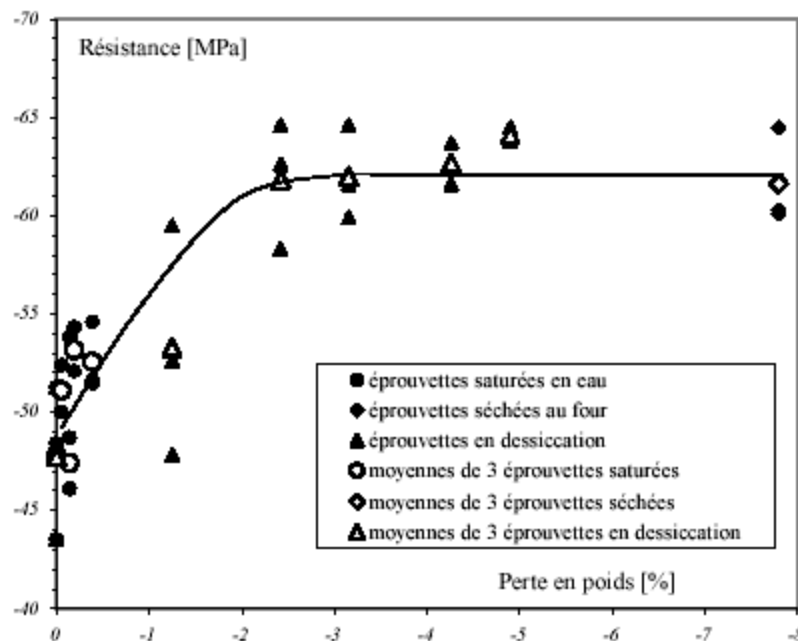
La Figure 1-26 présente l'évolution de la résistance à la rupture du mortier en fonction du temps de séchage (a) et en fonction de la perte en poids (b). La Figure 1-26 a montre que

les résistances à la rupture des échantillons saturés testés à différents temps ne varient pas significativement, ce qui indique que les effets parasites dus à la maturation (augmentation de la résistance et du module de Young au cours de l'hydratation) ne faussent pas les résultats. Les variations de comportement des échantillons sont donc essentiellement due à l'effet de la dessiccation.

La Figure 1-26b montre clairement l'effet de la dessiccation sur la résistance maximale : elle augmente d'environ 20 % en partant de la valeur obtenue pour les échantillons saturés pour rejoindre celle atteinte par les éprouvettes séchées au four. Par ailleurs, la résistance à la rupture des échantillons humides (laissées en dessiccation en atmosphère) ne varie plus au bout d'environ 30 jours de séchage (Figure 1-26a), ce qui correspond à une perte de masse d'environ 2,5 % (Figure 1-26b).



(a)



(b)

Figure 1-26 : Evolution de la résistance à la rupture du mortier en fonction du temps de séchage; (a) et en fonction de la perte en poids; (b) [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾

L'augmentation de la résistance à la rupture d'un matériau à matrice cimentaire avec sa perte de masse s'explique par les effets induits lors du processus de séchage du béton avant essai. Le séchage induit un retrait de dessiccation par variation de la dépression capillaire [Bazant 1982], [Acker1988], des pressions de disjonction et des énergies de surface [Acker 1988], [Wittmann 1982]. Selon les auteurs N. Burlion et I. Yurtdas, la succion capillaire, générée pendant l'évaporation de l'eau libre de pores capillaires, peut être considéré comme le mécanisme dominant. Cet effet conduit à une rigidification du matériau qui agit comme une compression isotrope du squelette granulaire, le matériau comporte donc comme un béton précontraint avec une résistance plus élevée [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾.

Par ailleurs, la non uniformité de l'humidité interne de la structure du béton conduit à la création de gradients hydriques [Bazant 1982], [Acker 1988], [Wittmann 1982], [Bishop 2001]. Les déformations de retrait sont alors empêchées par un effet structurel : le cœur sèche moins vite que la surface et empêche le retrait de celle-ci. Ceci induit une contraction et une microfissuration dans la zone externe de l'échantillon. La contractance de la zone externe sur le cœur conduit à un confinement du cœur de l'échantillon. Ce dernier confinement latéral induira donc une augmentation de la résistance selon la direction perpendiculaire [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾.

De plus, sous chargement mécanique axial, les échantillons saturés de faible perméabilité causent une augmentation de pression interstitielle. Localement, et par l'effet de couplage, cette surpression interstitielle peut avoir un effet moteur sur la propagation et l'ouverture de microfissures due au chargement mécanique axial [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾.

Les Figure 1-27 et 28 présentent respectivement l'évolution des modules de Young et des coefficients de Poisson initiaux en fonction de la perte en poids des échantillons au cours de séchage. Le module de Young et le coefficient de Poisson initiaux des échantillons humides soumis à la dessiccation sont bornés par une limite supérieure (celle des échantillons saturés) et une limite inférieure (celle des échantillons secs). A l'intérieur de ces bornes, le module de Young des échantillons humides mis en dessiccation reste quasiment constant, et diminue ensuite pour tendre vers la valeur atteinte par les échantillons séchés au four. D'autre part, le coefficient de Poisson initial des échantillons de mortier reste constant dans un premier temps et diminue par la suite, de manière analogue au module de Young. Les décroissances des paramètres élastiques du matériau ont lieu au bout d'environ 55 jours correspondant à environ 3 % de perte en poids.

Les évolutions du module de Young et du coefficient de Poisson constatées sont provoquées par un séchage non uniforme et par l'effet des inclusions (qui reste faible pour le mortier). Les gradients hydriques dans l'échantillon conduisent à deux effets distincts : le premier est la microfissuration structurelle induite par la dessiccation ; le deuxième correspond à un effet de confinement latéral. Lors du départ de l'eau libre des pores capillaires, la microfissuration est générée par une contraction différente entre les parties internes et externes de l'échantillon tandis que l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon résulte de la contraction de la zone externe sur le cœur de l'échantillon. La constance du module de Young et du coefficient de Poisson en cours de la première période de dessiccation pour laquelle la perte en poids des échantillons est

inférieure à 3 % peut s'expliquer par un effet compétitif entre rigidification (par effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon) et endommagement (par microfissuration induite) du matériau. Après un départ d'eau suffisant, le matériau présente une microfissuration importante (endommagement important), son module de Young et son coefficient de Poisson diminuent pour rejoindre la valeur du module de Young et celle du coefficient de Poisson des échantillons séchés au four.

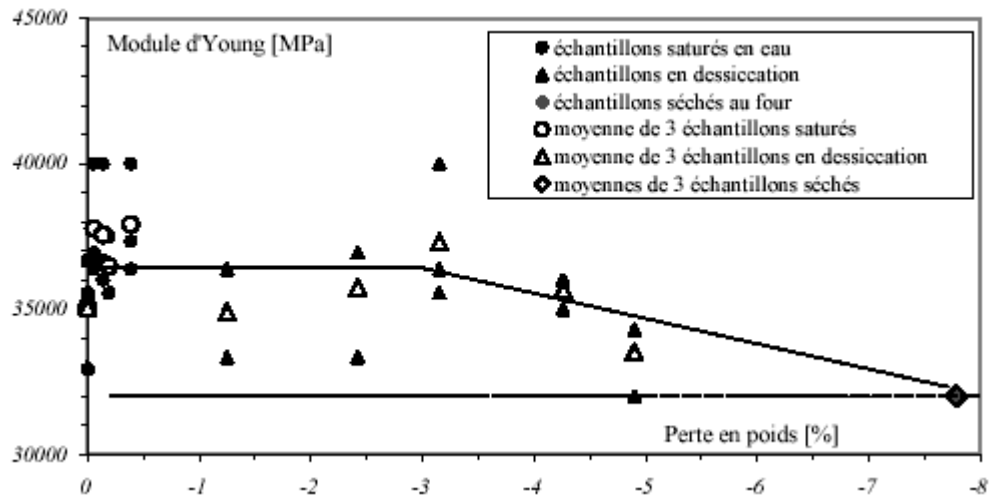


Figure 1-27 : Evolution du module d'élasticité initial en fonction de la perte en poids du mortier [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾

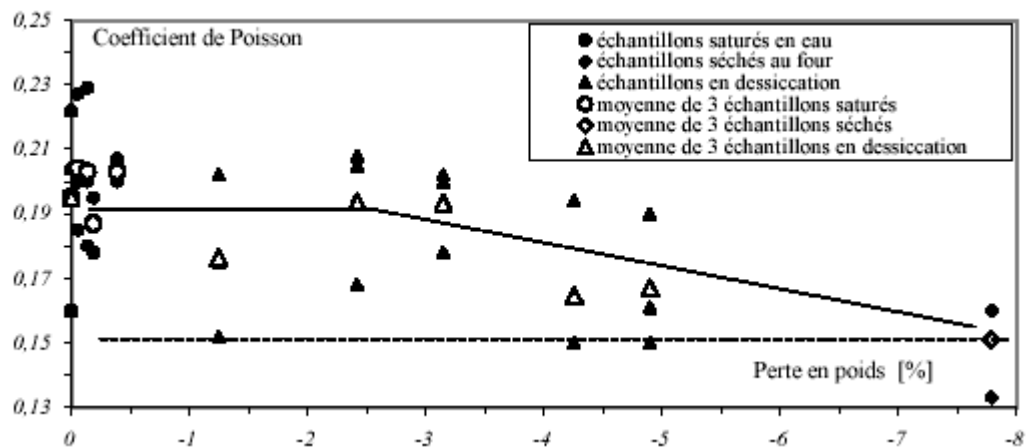


Figure 1-28 : Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la perte en poids du mortier [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾

1.2.1.2 Essais triaxiaux et hydrostatiques à de faibles confinements sur le mortier

I. Yurtdas et ses collaborateurs [Yurtdas 2004]⁽²⁾ ont par ailleurs réalisé une campagne d'essais triaxiaux à 15 MPa de confinement et une campagne d'essais hydrostatiques à 60 MPa de confinement sur le mortier afin d'étudier l'effet de séchage du mortier sur son comportement en compression triaxiale. Le mortier étudié dans ces deux campagnes est celui qui est utilisé pour la campagne d'essais de compression simple précédemment

présentée (Tableau 1-9). La conservation des échantillons pour toutes les campagnes est identique et précédemment décrite dans le Tableau 1-9.

La Figure 1-29 montre les résultats principaux de la campagne d'essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur le mortier étudié.

La Figure 1-29a présente l'évolution de la contrainte déviatoire maximale en fonction de la perte en poids du mortier. Cette figure montre clairement l'effet de la dessiccation sur la contrainte déviatoire maximale : une augmentation d'environ 29% (cette augmentation est d'environ 20% pour la résistance maximale en compression simple) en partant de la valeur obtenue pour les échantillons saturés pour rejoindre celle atteinte par les éprouvettes séchées au four. La pression de confinement contribue à augmenter la différence relative entre la contrainte déviatoire maximale moyenne des échantillons saturés et celle des échantillons secs.

La Figure 1-29b montre l'évolution de la déformation volumique des échantillons de mortier (après 15 MPa de pression de confinement) en fonction de leur perte en poids. A même niveau de pression de confinement, on constate une déformation volumique des échantillons secs environ 15% à celle des échantillons saturés.

La Figure 1-30 présente le résultat des essais hydrostatiques à 60 MPa de confinement sur un échantillon de mortier saturé (a) et un échantillon de mortier sec (b). Ces figures mettent en évidence que le module de compressibilité initial K_0 du mortier saturé est nettement plus important que celui du mortier sec. La variation de ce module en fonction de la perte en poids du mortier étudié est par ailleurs présentée sur la Figure 1-31. En outre, la Figure 1-30 indique que la déformation volumique résiduelle du mortier saturé est aussi plus élevée que celle du mortier sec. En effet, après une durée longue de séchage, le matériau présente un endommagement important ; par conséquent, sous chargement hydrostatique, une diminution du module de compressibilité initial (Figure 1-31) et une baisse de la déformation volumique résiduelle du matériau sont donc observées (Figure 1-30).

1.2.1.3 Essais de compression simple sur le béton

Une autre étude de l'effet de séchage du béton sur son comportement en compression simple a été réalisée par N. Burlion et ses collaborateurs [Burlion 2003], [Burlion 2005]. La composition, la caractéristique mécanique et les conditions de conservation du béton étudié sont présentées dans le Tableau 1-10.

Les essais de compression simple sont réalisés avec cycle de charge - décharge sur échantillon cylindrique de 220 mm de diamètre et 110 mm de hauteur. La Figure 1-32a présente un résultat typique d'un essai de compression simple en terme de contrainte en fonction de la déformation axiale. Le comportement du béton élasto-plastique endommageable est retrouvé. Il est alors possible de déduire de ces courbes l'évolution de l'endommagement mécanique en fonction du temps de séchage des échantillons. Cet endommagement est défini comme le rapport de la raideur atteinte (E_i) par la raideur initiale (E_0). Dans cette étude, le terme de raideur est plus approprié que celui de module de Young car le champ d'humidité n'est pas uniforme dans l'échantillon. L'évolution de l'endommagement mécanique en fonction de la déformation totale normalisée pour des échantillons ayant des degrés de saturation différents est présentée sur la Figure 1-32b.

Cette déformation normalisée est définie comme la déformation atteinte avant déchargement, normalisée par rapport à la déformation au pic de contrainte de l'échantillon considéré. La Figure 1-32b met en évidence que plus le degré de saturation de l'échantillon est faible, plus l'endommagement mécanique se développera précocement. Il apparaît évidemment que plus la durée de séchage est longue, plus le degré de saturation du matériau est faible. Les résultats présentés sur la Figure 1-32b indiquent donc que les microfissures induites par le séchage sont des catalyseurs de la création et de la croissance des microfissures d'origine mécanique.

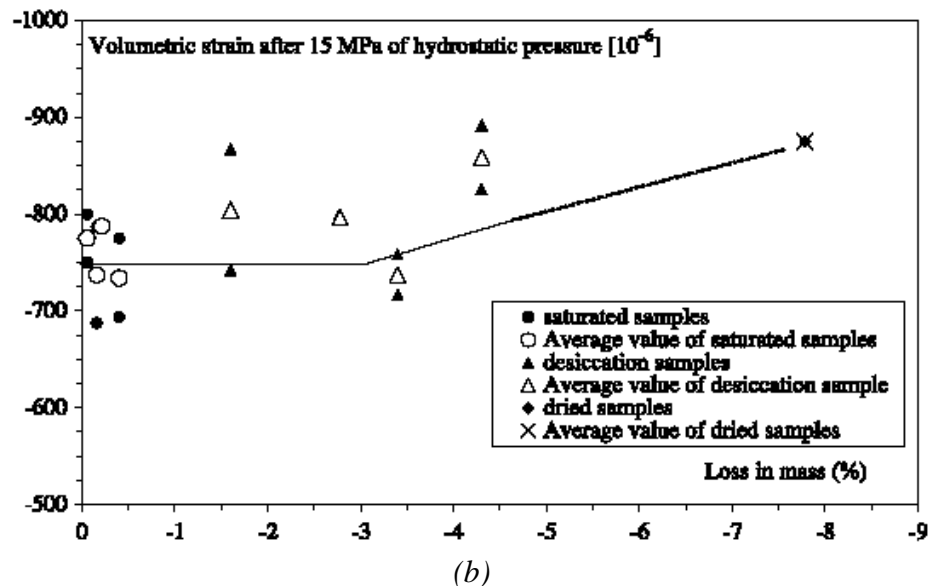
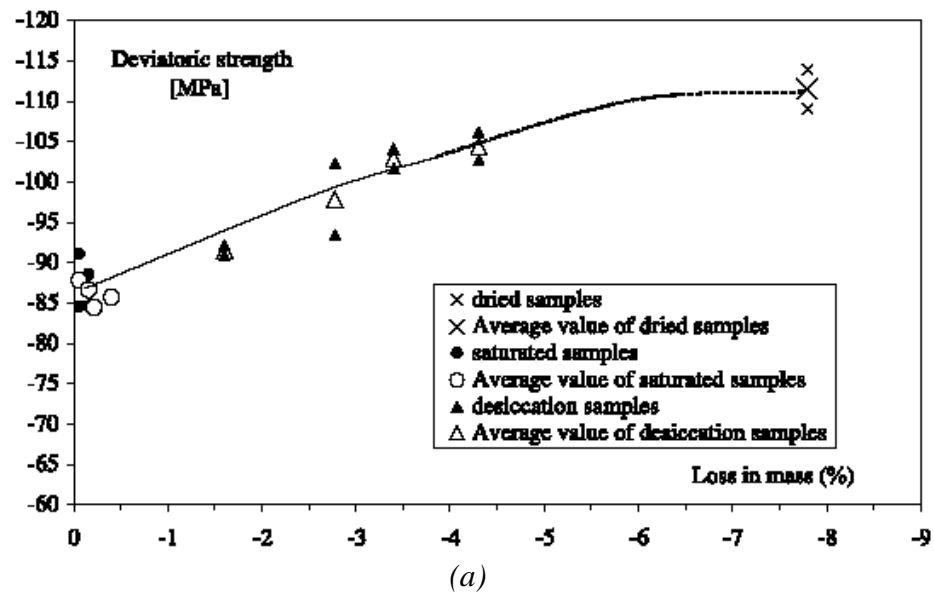


Figure 1-29 : Evolution de la contrainte déviatoire maximale du mortier (a) et de la déformation volumique (b) en fonction de la perte en poids [Yurtdas 2004]¹²

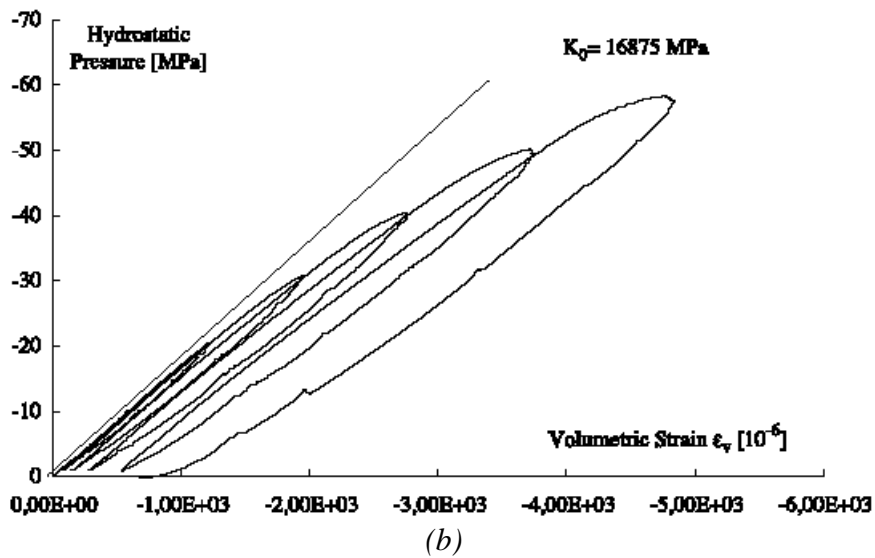
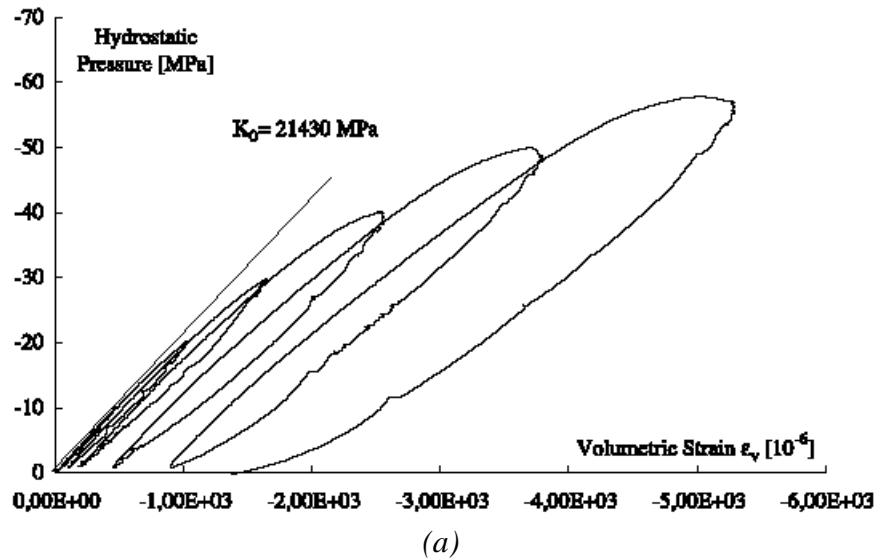


Figure 1-30 : Essais hydrostatiques à 60 MPa de pression de confinement sur le mortier: pression hydrostatique en fonction de la déformation volumique [Yurtdas 2004]⁽²⁾ ; K_0 : module de compressibilité initial

- (a) Essai sur un échantillon de mortier saturé
- (b) Essai sur un échantillon de mortier sec

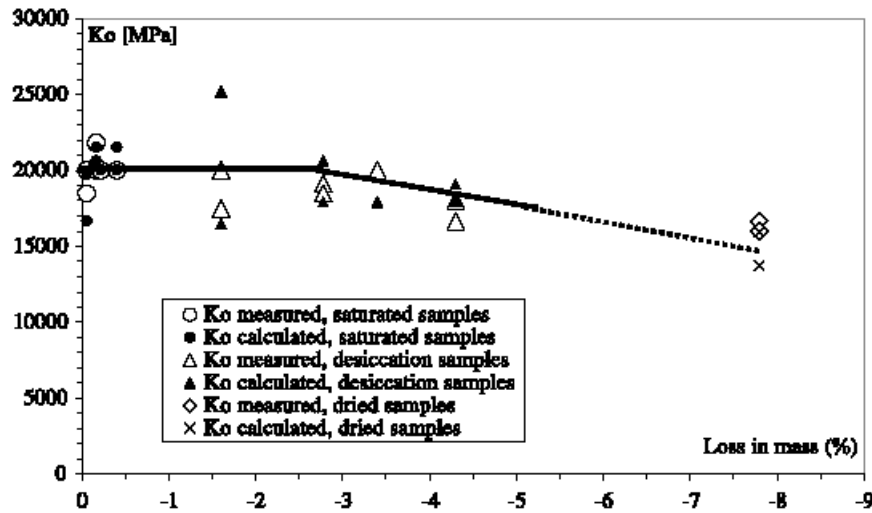


Figure 1-31 : Variation du module de compressibilité initial (K_0) du mortier étudié en fonction de la perte en poids [Yurtdas 2004]⁽²⁾

Composition du béton étudié	
Eléments	Quantité (kg/m ³)
Gravier 4/8 mm	1110
Sable normalisé 0/2 mm	668
Ciment CEM II/B 32,5 R	324
Eau	205
Rapport eau/ciment (E/C)	0,63
Caractéristique mécanique	
Résistance moyenne à la rupture en compression simple à 28 jours	30 MPa
Condition de conservation des échantillons	
28 jours dans l'eau et puis en dessiccation en atmosphère contrôlée (T= 21°C ± 1°C, Hr= 60% ± 5%)	

Tableau 1-10 : Composition, caractéristique mécanique et condition de conservation des échantillons du béton étudié [Burlion 2003], [Burlion 2005]

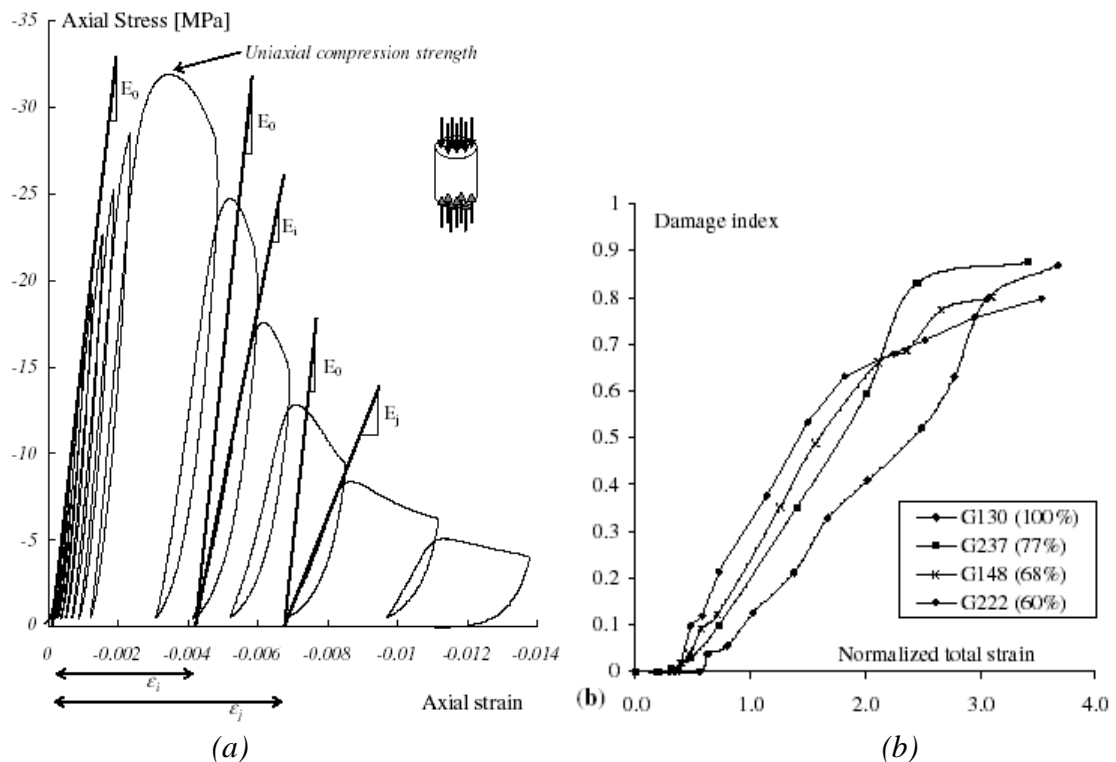


Figure 1-32 : Résultat des essais de compression simple effectués sur les échantillons de béton de degrés de saturation différents [Burlion 2003], [Burlion 2005]

(a) Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale d'un échantillon de béton séché pendant 40 jours

(b) Evolution de l'endommagement mécanique du béton en fonction de la déformation totale normalisée du béton pour différents temps de séchage

La Figure 1-33a montre les évolutions de la résistance en compression uniaxiale en fonction de la perte en poids. Cette figure met en évidence que la résistance du béton augmente progressivement au cours du séchage, de manière analogue à celle du mortier.

La Figure 1-33b présente les évolutions de la raideur initiale relative des échantillons en fonction de la perte en poids. La raideur initiale relative est définie comme la raideur initiale de l'éprouvette considérée (E_0 à j jours de séchage), divisée par la raideur maximale mesurée au cours de la campagne d'essai (E_0 maximale). En l'occurrence, la raideur maximale mesurée correspondait à un séchage de 7 jours et une perte en poids de 1,3 % de l'échantillon. Cette figure met en évidence que la raideur initiale (ou le module d'élasticité de Young) du béton décroît progressivement au cours du séchage.

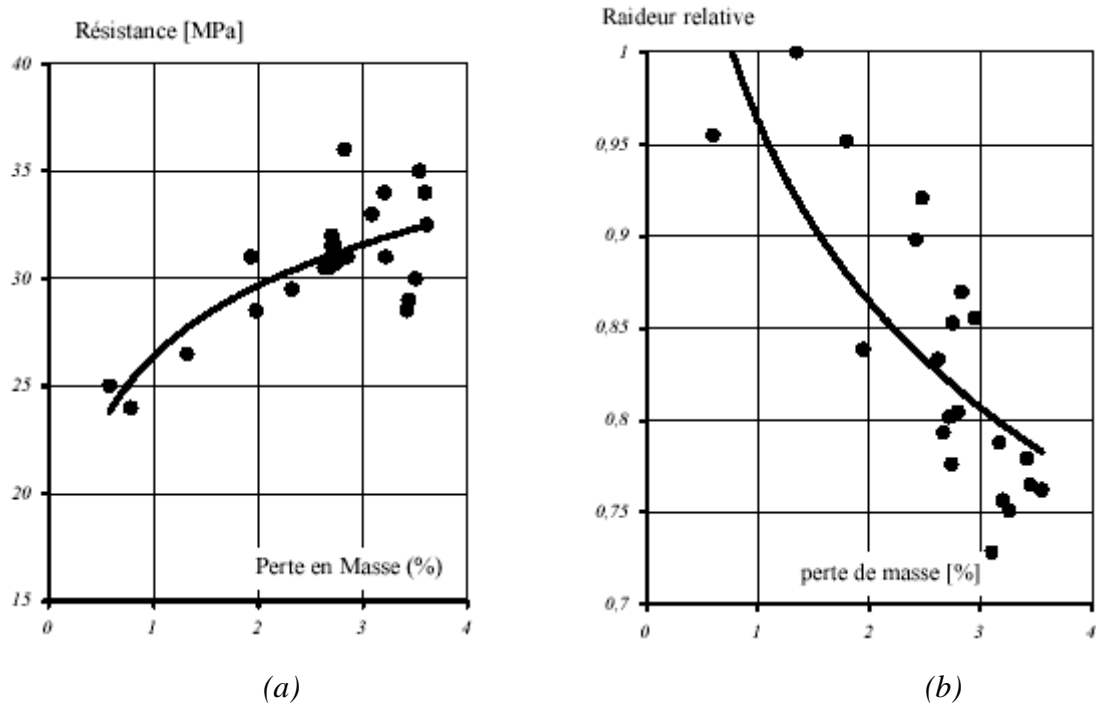


Figure 1-33 : Evolution de la résistance à la rupture (a) et de la raideur initiale relative (b) en fonction de la perte en poids des échantillons du béton [Burlion 2003], [Burlion 2005]

1.2.1.4 Comparaison béton-mortier : effets de la taille des granulats

Une comparaison des résultats de deux campagnes d'essais en compression simple sur le mortier et le béton précédemment présentés a été réalisée par N. Burlion et ses collaborateurs [Burlion 2003]. Cette comparaison permet de montrer, en première approche, l'effet des granulats sur le comportement mécanique des matériaux à matrice cimentaire soumis au séchage.

La Figure 1-34 montre l'évolution de la résistance normalisée en fonction de la perte en poids du mortier et du béton, donc au cours du séchage. Dans cette figure, les résistances ont été normalisées par rapport à la résistance moyenne des éprouvettes à l'état saturé. Les évolutions sont qualitativement et quantitativement semblables, et ce malgré les différences de taille des échantillons et de matériau. Par ailleurs, les propriétés de transport et les porosités des deux matériaux sont proches. Ceci montre l'effet de la dépression capillaire sur le comportement mécanique des matériaux à matrice cimentaire (selon N. Burlion et ses collaborateurs, ce mécanisme est considéré comme prépondérant par rapport à l'augmentation de l'énergie de surface ou des pressions de disjonction), intrinsèque au matériau et provoqué par le départ d'eau [Burlion 2003].

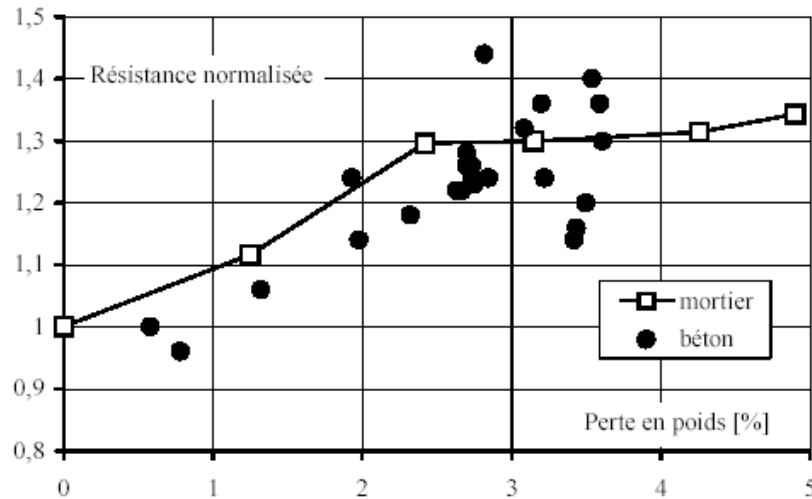


Figure 1-34: Evolutions des résistances normalisées d'un béton et d'un mortier en fonction de leurs pertes en poids [Burlion 2003]

La Figure 1-35 illustre l'évolution de la raideur initiale relative en fonction de la perte en poids du mortier et du béton. Dans cette figure, les raideurs initiales relatives ont été normalisées par rapport à la raideur initiale moyenne maximale des échantillons à l'état saturé. Cette dernière figure met en évidence que l'évolution de la raideur initiale relative du béton est plus abrupte que celle du mortier, conduisant à un endommagement d'origine hydrique plus important que celui du mortier. Le fait que l'amplitude de diminution de la raideur initiale soit plus élevée pour un béton s'explique par le fait que les granulats de gros diamètres jouent un rôle plus important dans le processus de microfissuration diffuse du matériau par séchage [Bisschop 2001]. A l'inverse du mortier, la raideur initiale du béton diminue très rapidement en fonction de la perte en poids. Cela indique qu'il y a peu d'effet compétitif entre rigidification (par effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon) et endommagement (par microfissuration induite) du matériau sur les échantillons de béton.

1.2.1.5 Remarques générales

Les campagnes expérimentales présentées précédemment, réalisées par N. Burlion, I. Yurtdas et leurs collaborateurs [Burlion 2003], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾, [Yurtdas 2004]⁽²⁾, [Burlion 2005], mettent en évidence l'influence du séchage sur le comportement mécanique en compression simple et en compression triaxiale à de faibles confinements d'un mortier et d'un béton. Le séchage provoque une augmentation de la résistance à la rupture en compression simple ainsi que de la contrainte déviatoire maximale en compression triaxiale. De plus, la pression de confinement tend à augmenter la différence relative entre la contrainte déviatoire maximale moyenne des échantillons saturés et celle des échantillons secs. Parallèlement, les autres propriétés élastiques du matériau (module d'élasticité de Young, module de compressibilité initial, coefficient de Poisson) diminuent au cours de séchage. Par ailleurs, la taille du granulat influe sur le comportement mécanique des matériaux à matrice cimentaire : plus le diamètre du plus gros granulat est grand, plus la microfissuration induite par le séchage est importante, et plus la perte de module d'élasticité est grande [Bisshop 2001].

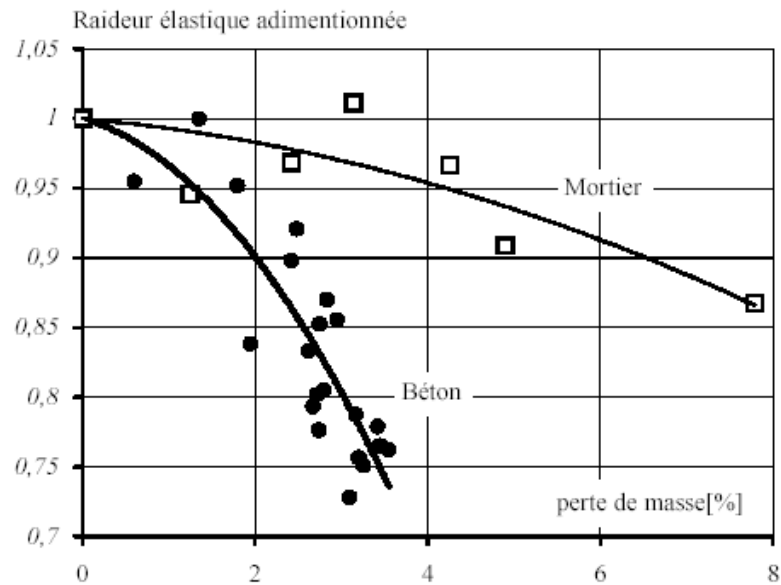


Figure 1-35 : Evolutions des raideurs initiales relatives d'un béton et d'un mortier en fonction de leurs pertes en poids [Burlion 2003]

Du point de vue qualitatif, en compression triaxiale à de faibles confinements, plus le degré de saturation du béton est important, plus la contrainte déviatoire maximale (ou la résistance à la rupture pour le cas de la compression simple) du matériau est faible et plus les autres propriétés élastiques du matériau (raideur tangente, module de Young, module de compressibilité, coefficient de Poisson) sont élevées.

Les essais de compression simple et les essais triaxiaux à de faibles confinements effectués sur les échantillons du béton de référence R30A7 ayant des degrés de saturation différents montreront des résultats tout à fait cohérents avec ceux présentés dans ce paragraphe.

1.2.2 Essais uniaxiaux confinés à fortes contraintes sur mortier

N. Burlion a réalisé deux essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) sur deux échantillons de mortier pour des contenances en eau différentes [Burlion 1997], [Burlion 2001]. La composition du mortier étudié est présentée dans le Tableau 1-1. La Figure 1-37 présente une comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés sur deux échantillons de mortier normal et sec en terme de contrainte axiale en fonction de la déformation axiale. Le mortier normal est laissé à l'air libre au laboratoire avant essai. Le mortier sec est séché au four à 60°C pendant deux semaines (à hydrométrie nulle). Après cette durée, la variation relative journalière de masse d'un échantillon est négligeable. Les courbes de comportement axial, présentées sur la Figure 1-37, montrent qu'à contrainte axiale donnée, la déformation axiale obtenue sur mortier sec est plus importante que sur mortier normal. En fin de décharge, la déformation axiale irréversible du mortier sec est plus élevée que celle du mortier normal pour la même contrainte axiale appliquée. Par analogie avec la mécanique des sols, le mortier normal est plus difficilement compactable qu'un mortier sec.

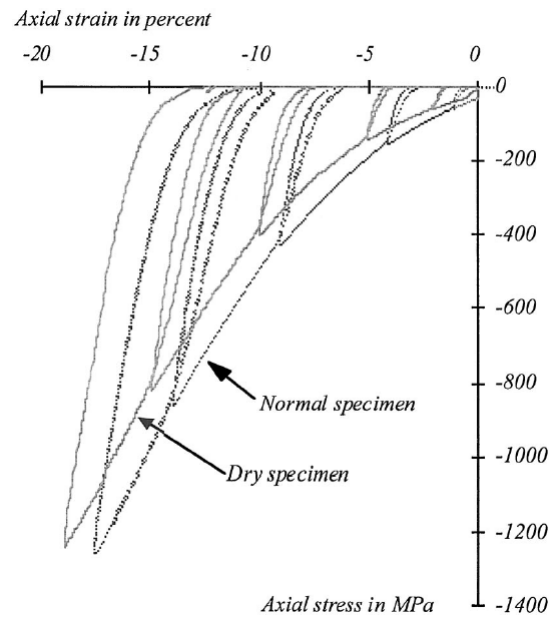


Figure 1-36 : Comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) sur deux échantillons de mortier normal et sec : contrainte axiale en fonction de la déformation axiale [Burlion 2001]

N. Burlion a par ailleurs fait des essais uniaxiaux confinés sur des échantillons de microbéton MB50 pour différentes conditions de conservation [Burlion 1999]. La composition et les caractéristiques mécaniques du microbéton MB50 sont présentées dans le Tableau 1-2. La Figure 1-37 montre une comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés sur deux échantillons de microbéton MB50 normal et saturé, en terme de contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique. L'échantillon normal est laissé à l'air libre tandis que l'échantillon saturé est maintenu dans l'eau avant essai.

La Figure 1-37 met en évidence que pour des niveaux de contrainte supérieurs à 170 MPa, la déformation volumique du microbéton saturé est nettement moins importante que celle du microbéton normal. Pour les niveaux de contrainte inférieurs à 170 MPa, ce phénomène semble s'inverser : la déformation du microbéton saturé est légèrement plus importante que celle du microbéton normal. Ces résultats montrent encore une fois qu'à une contrainte importante, plus la quantité d'eau contenue au sein du matériau est importante, plus la compaction du matériau est faible. Les essais triaxiaux avec la presse GIGA montreront une influence du degré de saturation du béton sur son comportement volumique très cohérente avec les résultats obtenus sur mortiers par N. Burlion.

1.2.3 Influence de l'eau sur le comportement triaxial des grès

Une étude de l'influence de l'eau sur le comportement triaxial des grès a été réalisée par P. Baud et ses collaborateurs [Baud 2000]. Ces auteurs ont effectué des essais triaxiaux à des niveaux de confinement allant de 10 à 300 MPa sur des échantillons saturés et secs de grès différents. Les essais sur échantillons saturés ont été effectués dans des conditions drainées et ont conduit à une pression interstitielle quasiment constante (10 MPa) au cours de l'essai. Les caractéristiques des différentes roches étudiées dans cette section

(grès de Darley Dale et de Berea) sont présentées dans le Tableau 1-8. Les échantillons saturés en grès sont maintenus dans l'eau tandis que les échantillons secs sont conservés en étuve à 80°C avant essai.

Les Figure 1-38 et 1-39 montrent respectivement des résultats d'essais sur les échantillons saturés et secs du grès de Darley Dale et de Berea. Les résultats de ces essais sont présentés en terme de déformation axiale en fonction de la contrainte déviatoire et de la déformation volumique. Dans ces essais, la pression effective P_{eff} est la différence entre la pression de confinement P_c et la pression interstitielle.

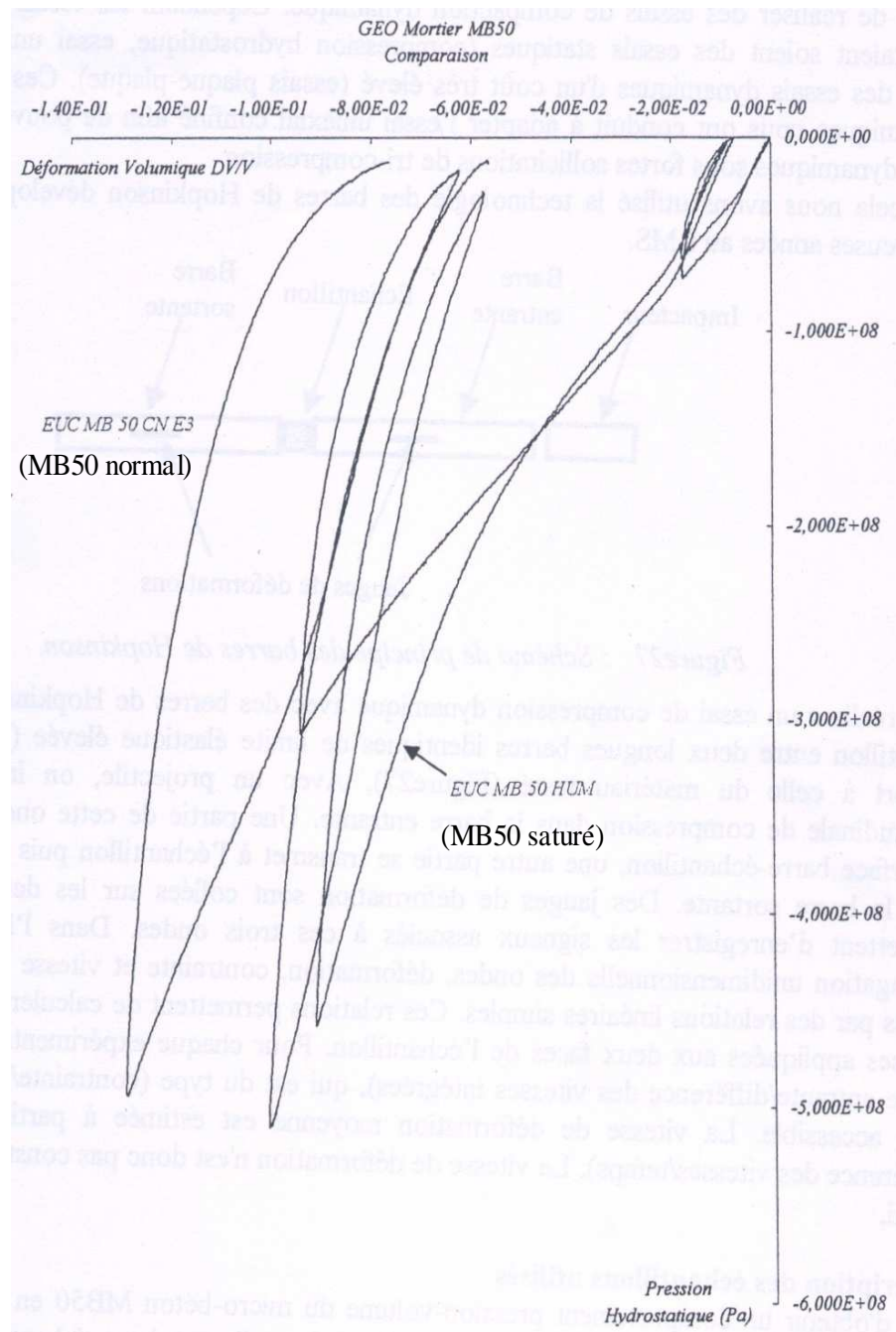


Figure 1-37 : Comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) sur deux échantillons de microbéton MB50 normal et saturé : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Burlion 1999]

Ces figures mettent en évidence qu'à pression effective donnée, les allures des réponses déviatoire et volumique des échantillons saturés et secs de chaque grès sont similaires. Elles illustrent clairement une transition du comportement déviatoire du grès de Darley Dale et de Berea (saturé et sec) de type adoucissant pour de faibles niveaux de confinement (Figure 1-38a en haut, Figure 1-39a en haut) au type durcissant (Figure 1-38b, en haut) ou bien au type ductile (Figure 1-39b en haut) pour de forts niveaux de confinement.

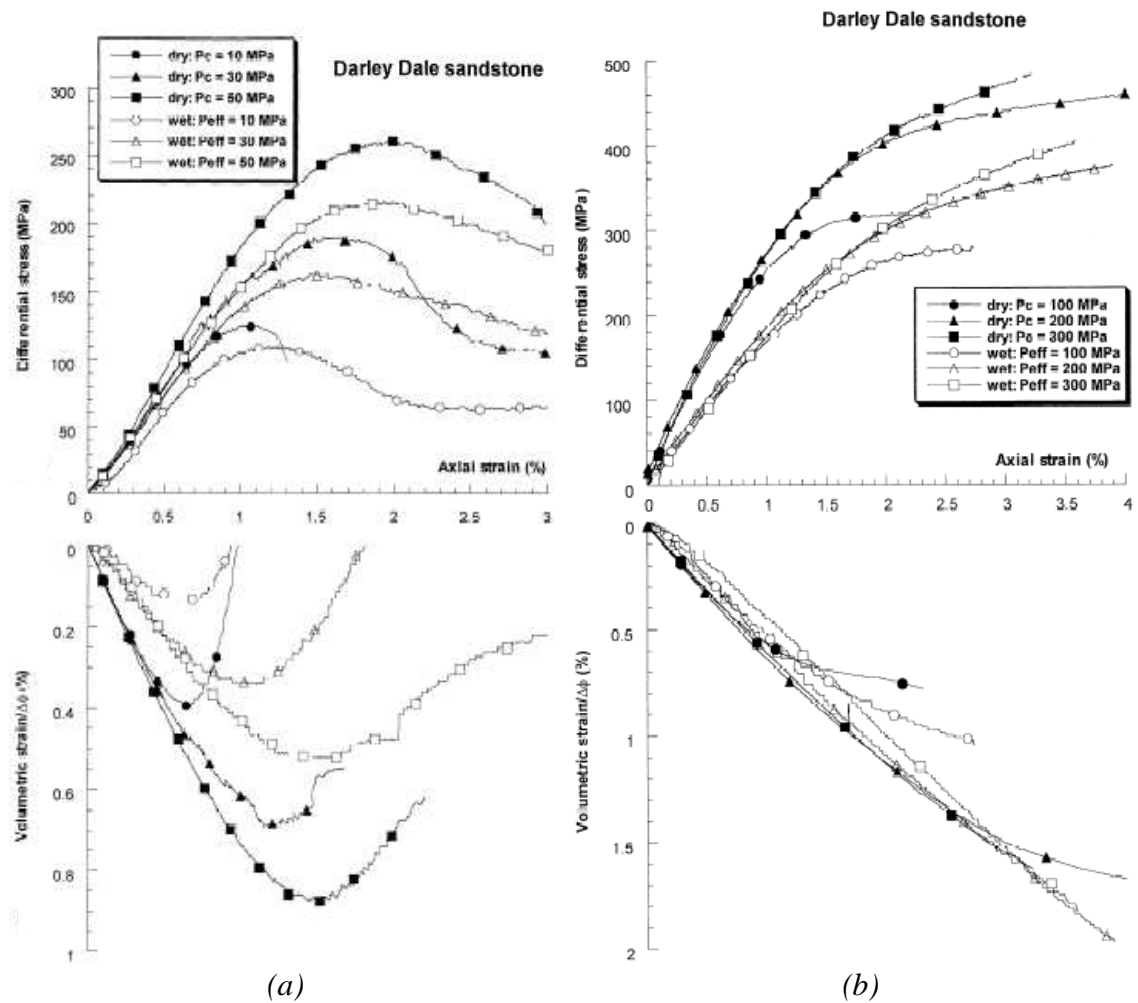


Figure 1-38 : Essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur des échantillons saturés et secs en grès de Darley Dale (porosité : 13%) ; symboles ouverts : échantillons saturés ; symboles remplis : échantillons secs ; P_c : pression de confinement ; P_{eff} : pression effective [Baud 2000]

- (a) Essais à faibles confinements : déformation axiale en fonction de la contrainte déviatoire (en haut à gauche) et de la déformation volumique (en bas à gauche)
- (b) Essais à forts confinements : déformation axiale en fonction de la contrainte déviatoire (en haut à droite) et de la déformation volumique (en bas à droite)

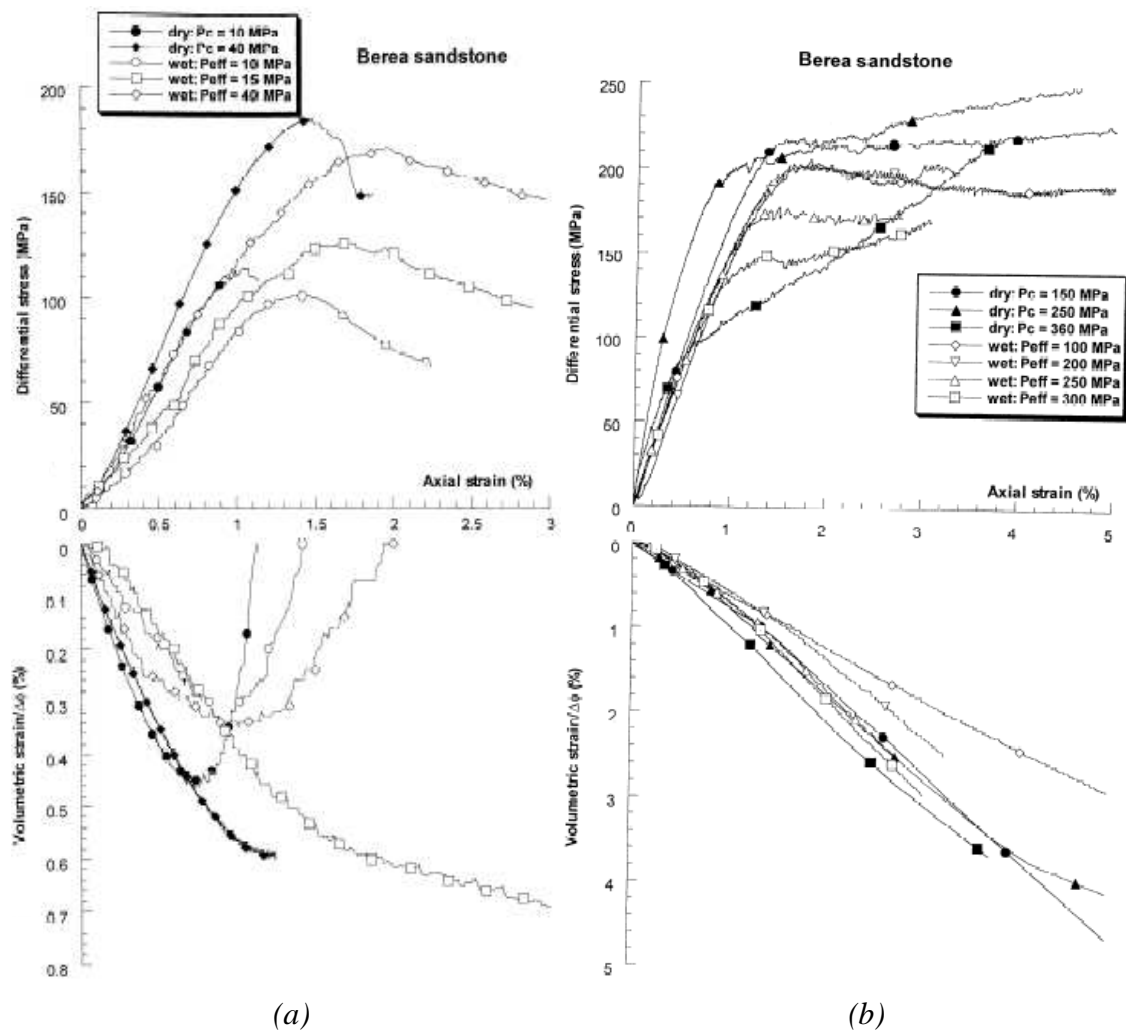


Figure 1-39: Essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur des échantillons saturés et secs en grès de Berea (porosité : 21%); symboles ouverts : échantillons saturés; symboles remplis : échantillons secs; P_c : pression de confinement; P_{eff} : pression effective [Baud 2000]

(a) Essais à faibles confinements : déformation axiale en fonction de la contrainte déviatoire (en haut à gauche) et de la déformation volumique (en bas à gauche)

(b) Essais à forts confinements : déformation axiale en fonction de la contrainte déviatoire (en haut à droite) et de la déformation volumique (en bas à droite)

Concernant le comportement volumique, tous les essais à faibles niveaux de confinement effectués sur les grès étudiés (Figure 1-38a en bas, Figure 1-39a en bas) présentent des résultats similaires avec une transition nette de la contractance du matériau à sa dilatance. On peut observer ce type de comportement sur la Figure 1-40b. Par contre, les essais à forts niveaux de confinement (Figure 1-38b en bas, Figure 1-39b en bas) ne montrent pas de transition contractance-dilatance du matériau. Ce type de comportement se présente en terme de contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique sur la Figure 1-40a.

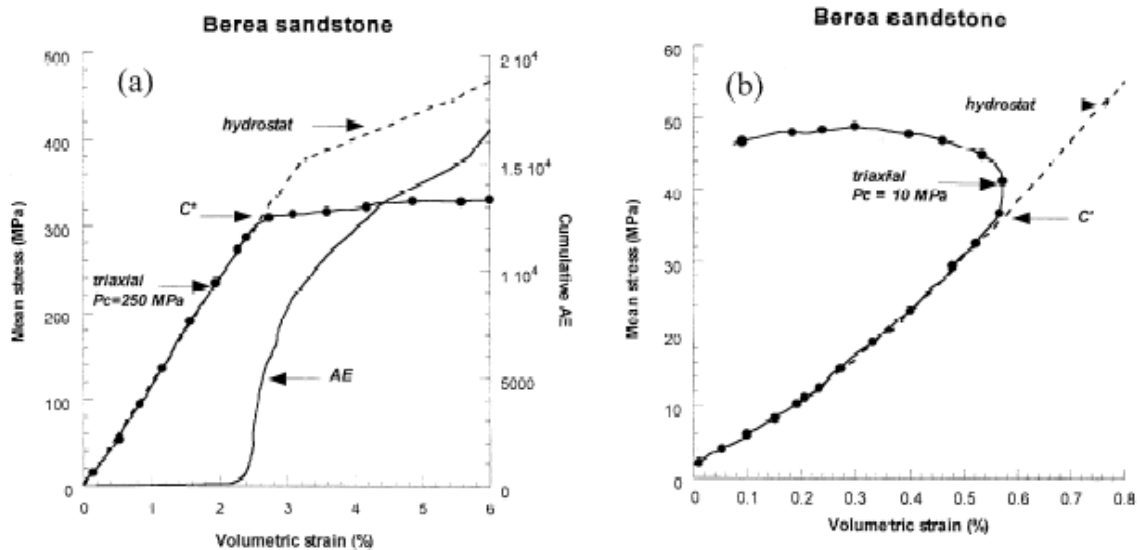


Figure 1-40 : Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux sur un grès sec de Berea : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique ; AE : émission acoustique [Baud 2000]

(a) Essai à 250 MPa de confinement

(b) Essai à 10 MPa de confinement

Ces résultats mettent en évidence que pour de faibles niveaux de pression effective, la présence d'eau fait diminuer la contrainte déviatoire maximale des grès. La réduction de cette contrainte varie de 5% à 17%. De manière analogue, pour de forts niveaux de pression effective, la présence d'eau fait baisser la contrainte déviatoire atteinte du matériau à déformation axiale donnée. Par ailleurs, à pression effective donnée, la déformation volumique d'un échantillon saturé d'un grès est plus faible (20 à 70%) que celle d'un échantillon sec de même matériau. Les effets d'affaiblissement de l'eau sur le grès de Darley Dale sont plus significatifs que pour le grès de Berea, ils s'expliquent par la réduction de l'énergie de fracturation et la diminution du frottement du glissement entre les surfaces fissurées préexistantes due à la présence d'eau au sein du matériau [Baud 2000].

Les essais triaxiaux à forts niveaux de confinement réalisés avec la presse GIGA sur les échantillons de béton saturés peuvent être considérés en condition non-drainée. Ces essais induisent alors une pression interstitielle au sein de l'échantillon saturé au cours de l'essai.

1.3 Influence du rapport eau/ciment

Le rapport eau/ciment (E/C) d'un matériau à matrice cimentaire comme le mortier et le béton peut représenter en première approximation la qualité de la matrice cimentaire. Nous présentons dans cette section des résultats, issus de la littérature, d'essais de compression simple, des essais triaxiaux à faible confinement (15 MPa) et des essais uniaxiaux confinés réalisés sur mortiers (ou bétons) avec différents rapports E/C.

1.3.1 Essais de compression simple

Plusieurs auteurs [Féret 1892], [Bolomey 1935], [Neville 1959], [Gilkey 1961], [Alexander 1982], [Kakizaki 1992], [Chanvillard 1999] ont mis en évidence l'influence du rapport E/C du béton sur son comportement en compression simple. Les travaux de J. Bolomey [Bolomey 1935] permettent de déterminer la résistance à rupture à 28 jours du béton grâce à la formule suivante :

$$\sigma_{28} = G' \sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (1-1)$$

où : σ'_c est la classe vraie du ciment à 28 jours ; G' est le coefficient granulaire fonction de la qualité et de la dimension maximale des granulats ; C, E sont respectivement les dosages en ciment et en eau dans un m^3 de béton.

I. Yurtdas et ses collaborateurs [Yurtdas 2005] ont réalisé les essais de compression simple sur des mortiers ayant le même squelette granulaire mais différents rapports E/C. La composition, les caractéristiques et la conservation de ces mortiers sont présentées dans le Tableau 1-11.

Composition des mortiers		
<i>Eléments</i>	<i>Quantité (kg/m³)</i>	
Rapport E/C	0,5	0,8
Sable normalisé 0/2 mm	1350	1350
Ciment CEM Iib- 32,5R	450	450
Eau	225	360
Caractéristiques mécaniques		
Résistance moyenne à la rupture en compression simple	50 MPa	25 MPa
Porosité moyenne	18,2 %	26,2 %
Condition de conservation des échantillons		
5 jours dans le moule + 6 mois dans l'eau + à l'air libre avant l'essai		

Tableau 1-11 : Composition, caractéristiques et condition de conservation des mortiers à différents rapports E/C (0,5 ; 0,8) [Yurtdas 2005]

La Figure 1-41 présente le résultat des essais de compression simple effectués sur un échantillon de mortier E/C = 0,5 et un échantillon de mortier E/C = 0,8. Ces deux échantillons sont conservés de même manière (Tableau 1-11) mais la durée de conservation à l'air contrôlé du premier échantillon (9 jours) est plus faible que celle du deuxième échantillon (15 jours). Il apparaît que les comportements de ces deux mortiers sont moins influencés par les conditions de conservation que le rapport E/C. La Figure 1-41 met en évidence que le module de Young et la contrainte au pic (ou la résistance à la rupture) du mortier E/C = 0,5 sont nettement supérieurs à ceux du mortier E/C = 0,8. Ces résultats confirment que la résistance en compression simple et le module de Young du mortier diminuent lorsque le rapport E/C augmente.

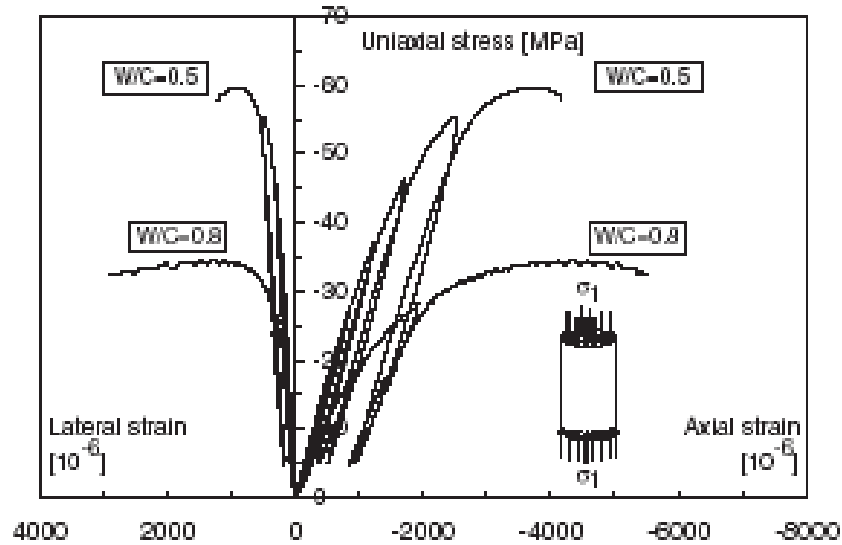


Figure 1-41 : Essais de compression simple sur deux échantillons de mortier $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$ respectivement après 9 et 15 jours de séchage à l'air ambiant contrôlé : contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation [Yurtdas 2005]

1.3.2 Essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur le mortier

I. Yurtdas et ses collaborateurs [Yurtdas 2005] ont par ailleurs effectué des essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur deux mortiers précédemment présentés dans le Tableau 1-11. La Figure 1-42 montre le résultat de deux essais réalisés sur deux échantillons de mortier à $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$. Après une conservation dans l'eau (Tableau 1-11), les deux échantillons de mortiers testés sont conservés à l'air respectivement 14 et 16 jours avant essai. Les influences sur leurs comportements de la condition de conservation et de l'âge de ces deux échantillons de mortiers apparaît négligeable.

La Figure 1-42a présente la réponse hydrostatique des deux mortiers, les déformations sont obtenues à partir des mesures de quatre jauges (deux axiales et deux circonférentielles). Les déformations mesurées sur chaque échantillon sont très proches, ce qui montre que les mortiers étudiés sont quasiment isotropes. Du point de vue qualitatif, cette figure met en évidence que le module de compressibilité du mortier à $E/C = 0,5$ est nettement plus important que celui du mortier à $E/C = 0,8$.

La Figure 1-42b présente la phase déviatoire de ces deux essais en terme de contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation. Chaque composante de la déformation (axiale et circonférentielle) correspond à la moyenne de la mesure de deux jauges. Cette figure montre que la raideur tangente du mortier à $E/C = 0,5$ est supérieure à celle du mortier à $E/C = 0,8$. Par ailleurs, sous l'effet du confinement latéral, le comportement déviatoire des mortiers passe du type adoucissant (pour un confinement nul - Figure 1-41) au type durcissant (pour un confinement de 15 MPa - Figure 1-42). Les essais triaxiaux avec la presse GIGA effectués sur les bétons ayant des rapports E/C différents montreront plus clairement la dépendance du type de comportement déviatoire du béton en fonction de son rapport E/C et de la pression de confinement.

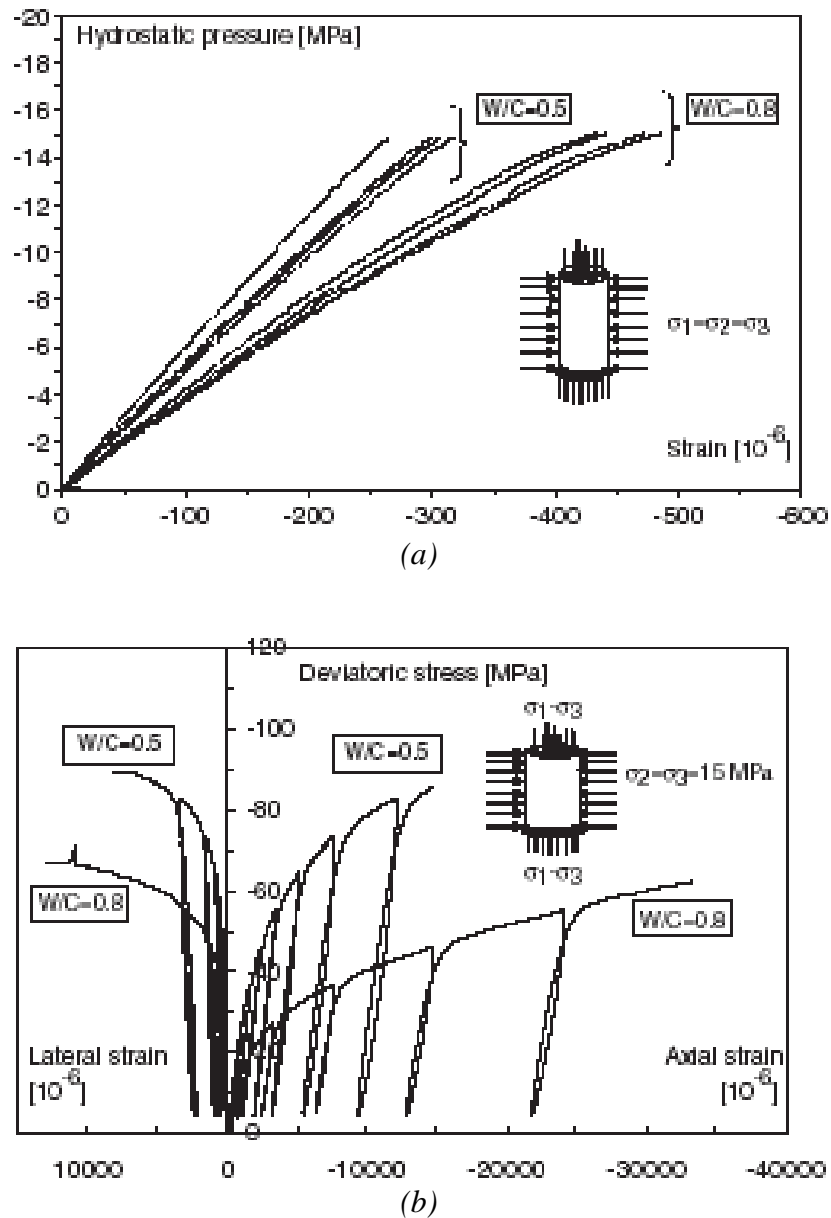


Figure 1-42 : Essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur deux échantillons de mortier à $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$ respectivement après 14 et 16 jours de séchage à l'air ambiant contrôlé : (a) contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique, (b) contrainte déviatoire en fonction des composantes de la déformation [Yurtdas 2005]

1.3.3 Essais uniaxiaux confinés à fortes contraintes sur mortier

N. Burlion a effectué des essais uniaxiaux confinés sur des échantillons de mortier pour différents rapports E/C [Burlion 1997], [Burlion 2001]. Les compositions des mortiers étudiés sont présentées dans le Tableau 1-12. Ces mortiers ont un même squelette granulaire mais des rapports E/C différents. Tous les mortiers sont laissés à l'air libre après coulage jusqu'à l'essai. La Figure 1-43 montre un résultat obtenu avec l'essai uniaxial confiné en terme de contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique d'échantillons de mortiers de rapports E/C différents.

Eléments	Quantité		
	0,3	0,5	0,8
Rapport E/C	0,3	0,5	0,8
Sable de silice Leucat 0/2 (kg/m ³)	1350	1350	1350
Ciment CPJ/ CEM IIb 45 (kg/m ³)	450	450	450
Eau (kg/m ³)	135	225	360
Fluidifiant (kg/m ³)	9	0	0

Tableau 1-12 : Composition des mortiers normaux à différents rapports E/C (0,3 ; 0,5 ; 0,8) [Burlion 1997], [Burlion 2001]

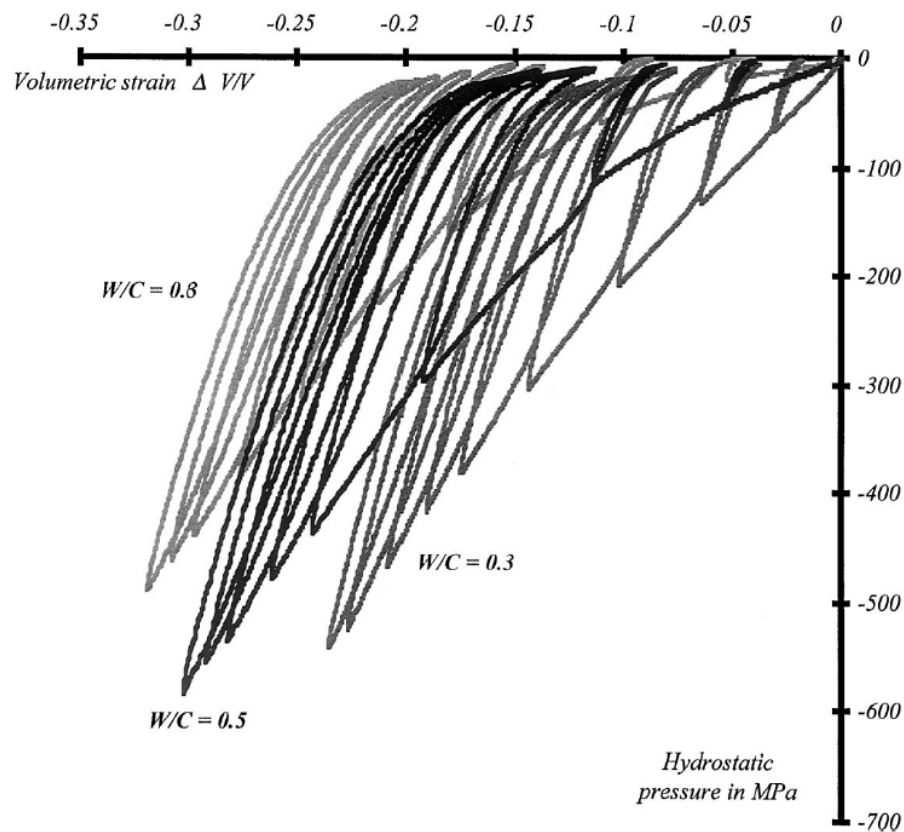


Figure 1-43 : Comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés sur des mortiers de différents rapports E/C (0,3 ; 0,5 ; 0,8): contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Burlion 1997], [Burlion 2001]

La Figure 1-43 met en évidence qu'à contrainte donnée, plus le rapport E/C du mortier est faible, plus sa déformation volumique est faible. En fin de décharge, plus le rapport E/C du mortier est faible, plus la déformation volumique irréversible est faible. En effet, il apparaît clairement que plus le rapport E/C est faible, plus la porosité interne du matériau est faible. Le comportement volumique de ces mortiers est donc fonction de leur porosité interne. Les résultats d'essais triaxiaux avec la presse GIGA, présentés dans le chapitre 5, montreront l'influence du rapport E/C sur le comportement volumique du béton. Ces résultats sont très cohérents avec ceux obtenus sur le mortier par N. Burlion.

1.4 Conclusion

Cette étude bibliographique a abordé le comportement triaxial des mortiers et bétons, les influences sur le comportement mécanique du degré de saturation et du rapport eau/ciment (E/C) du béton à partir de résultats issus de la littérature.

Les études précédentes montrent l'influence du confinement sur leurs comportements volumiques, déviatoires et les principaux modes d'endommagement associés aux différents comportements. Plus le confinement est important, plus les capacités de chargement, la raideur tangente du matériau augmentent. Deux états limites du matériau sont fréquemment rencontrés : la transition de la contractance du matériau à sa dilatance (état limite en déformation) et l'atteinte d'un seuil de contrainte (pic ou un plateau horizontal) (état limite en contrainte). Ces états limites du matériau sont atteints à des niveaux de contraintes de plus en plus importants à mesure que le confinement augmente.

La compaction est un phénomène caractéristique du mortier et du béton sous sollicitations triaxiales. Elle dépend à la fois du niveau de la contrainte moyenne et des contraintes de cisaillement au sein de la structure. Pour une contrainte moyenne donnée, la déformation volumique du mortier est plus importante sous chargement déviatoire que sous chargement hydrostatique.

Une étude sur l'influence relative des granulats a mis en évidence l'influence complexe et conjuguée de la matrice cimentaire et du squelette granulaire sur le comportement triaxial du béton.

En compression triaxiale, les modes de rupture du béton évoluent avec la pression de confinement : progressivement d'un état localisé à faibles pressions vers un état diffus pour des pressions de confinement relativement importantes. Cependant, les études précédentes ne montrent pas l'évolution de l'orientation des bandes de localisation avec le confinement. Une analogie avec le comportement des roches permet d'imaginer cette évolution. Les résultats d'essais triaxiaux sur les grès et les calcaires ont montré un comportement triaxial analogue à celui des bétons. Les grès, plus poreux et avec des grains de plus petite taille, montrent une évolution progressive de l'inclinaison des bandes de localisation avec le confinement. Certains essais triaxiaux sur grès ont montré l'apparition possible de bandes de compaction à l'intérieur des échantillons. Ce mode de rupture n'a encore jamais été rencontré sur des échantillons de mortier ou de béton. Son apparition semble fortement dépendre des tailles de grains et de la porosité du matériau.

Le degré de saturation d'un matériau à matrice cimentaire est dépendant de la condition et de la durée de conservation du matériau. L'influence du degré de saturation du matériau sur son comportement est donc directement liée à l'effet du séchage du béton. Des études sur l'effet du séchage du mortier et du béton sur son comportement en compression simple ont été présentées. En compression simple, plus le degré de saturation du matériau est important, plus la résistance à la rupture du matériau est faible et plus le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau sont élevés. Une comparaison des caractéristiques du mortier et du béton dans les études précédentes permet de montrer les effets de la taille de granulats sur le comportement du matériau soumis au séchage en compression simple.

Une étude similaire sur l'effet du séchage du mortier en compression triaxiale à 15 MPa de confinement présente l'évolution des caractéristiques du matériau sous les effets de

séchage et de pression de confinement. Cette étude met en évidence que la perte d'eau du mortier due au séchage fait augmenter la contrainte déviatoire maximale mais diminuer le module de compressibilité, la raideur tangente du matériau. Par ailleurs, l'augmentation de la pression de confinement fait écarter la différence relative entre la contrainte déviatoire maximale d'un échantillon sec et celle d'un échantillon saturé.

Les résultats des essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) à forte contrainte sur des échantillons de mortiers ayant des contenances en eau différentes présentent l'influence de la présence d'eau sur la compaction du mortier. Du point de vue comportementale, à forte contrainte moyenne, plus la quantité d'eau contenue au sein du mortier est importante, plus la compaction du mortier est faible.

Une étude sur l'effet de l'eau sur le comportement triaxial des grès a été présentée. Ces résultats mettent en évidence que dans des conditions drainées, la présence d'eau dans le grès fait diminuer la résistance (contrainte déviatoire maximale) et la déformation volumique du matériau.

Les études précédentes sur l'influence du rapport eau/ciment (E/C) du mortier montrent clairement que ce rapport est un facteur important qui conditionne la porosité interne et la résistance de la matrice de ciment du matériau. Des essais de compression simple et triaxiaux à 15 MPa de confinement effectués sur des mortiers ayant le même squelette granulaire mais des rapports E/C différents mettent en évidence que plus le rapport E/C du matériau est important, plus les caractéristiques du matériau (la contrainte déviatoire maximale, le module de Young, le module de compressibilité) sont faibles. Des essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) à forte contrainte sur des mortiers ayant différents rapports E/C montrent clairement la dépendance de la compaction vis-à-vis de la porosité interne du mortier.

A notre connaissance, il n'y a pas encore d'études sur l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment (E/C) du béton sur son comportement triaxial. Ces études bibliographiques montrent qu'afin de étudier d'une manière la plus exhaustive possible celles-ci, il est nécessaire de formuler un béton de référence et des bétons modifiés ayant différents rapports E/C avec des matériaux de base (ciment, granulats) dont les caractéristiques sont maîtrisables. Les essais triaxiaux sur les échantillons du béton de référence conservés dans des conditions différentes permettront de quantifier l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement triaxial. De plus, des essais effectués sur échantillons constitués du béton de référence et de bétons modifiés conservés selon les mêmes conditions permettront d'étudier la dépendance du comportement triaxial du béton vis-à-vis du rapport E/C.

Chapitre 2: Développement de la procédure expérimentale

Dans ce chapitre sont présentées les caractéristiques et la mise en oeuvre des bétons étudiés. Cela concerne en particulier le choix effectué pour les matériaux constituant du béton, la formulation, la procédure de fabrication, la conservation des échantillons pour les bétons, l'effet d'âge des bétons étudiés, les dispositifs expérimentaux qui ont permis de réaliser les essais. La mise au point des essais triaxiaux est ensuite présentée.

2.1 Caractéristiques et mise en oeuvre des bétons étudiés

2.1.1 Béton de référence R30A7

Cette partie de l'étude a pour objet le choix d'une formulation d'un béton ordinaire de référence caractéristique de la majorité des ouvrages existants, y compris les ouvrages sensibles (barrages, centrales nucléaires...). Ce béton est formulé pour avoir une résistance en compression simple à 28 jours de l'ordre de 30 MPa. Concernant la maniabilité de ce béton à l'état frais qui est caractérisée, entre autres, par la valeur de l'affaissement au cône d'Abrams, la formulation est établie pour un béton plastique avec l'affaissement à l'ordre de 7 cm. Cette valeur d'affaissement est choisie pour deux raisons principales : d'une part, le béton utilisé dans les ouvrages courants a souvent un tel affaissement et d'autre part, une consistance peu fluide permet de minimiser la ségrégation pendant la vibration du béton et par conséquent une meilleure maîtrise du matériau.

2.1.1.1 Choix des matériaux de base

Ciment

Le ciment est fourni par la société VICAT et issu à notre demande de lots contrôlés. Il s'agit d'un ciment Portland, sans adjuvants afin de mieux contrôler la composition, de très bonne résistance mécanique, de résistance à court terme ordinaire. La désignation commerciale du ciment est CEM I 52,5 N CE PM-ES-CP2 NF. Ses caractéristiques

mécaniques sont présentées dans le Tableau 2-1 (fiche technique fournie par le fournisseur) :

Résistance en compression à 2 jours	29 MPa
Résistance en compression à 7 jours	45 MPa
Résistance en compression à 28 jours	64 MPa
Finesse Blaine	3540 cm ² /g

Tableau 2-1: Caractéristiques mécaniques du ciment CEM I 52,5 N CE PM-ES-CP2 NF

Granulats

La dimension maximale des granulats du béton est limitée par les conditions d'homogénéité des éprouvettes, de diamètre 70 mm et hauteur 140 mm pour cette étude. Les granulats choisis pour le béton ordinaire de référence sont des sables et graviers roulés de gisement, de dimension variant de 0 à 8 mm: sable D1800 μm ($D_{\text{max}} = 1800 \mu\text{m} = 1,8 \text{ mm}$) et gravier D0,5/8 ($d_{\text{min}} = 0,5 \text{ mm}$, $D_{\text{max}} = 8 \text{ mm}$) fournis par la société SIFRACO - Compagnie Française des Sables et des Silices de Nemours.

Le sable D1800 μm dont la dénomination commerciale est Silmix 1800 μm est constitué de 97,3% de silice. Le gravier dont la dénomination commerciale est BB 0,5/8 est aussi un gravier siliceux (98,7% de silice). Les granulats sont issus de gisements naturels (granulats roulés). Les granulats sont conservés au laboratoire dans des sacs pré-mélangés de 25 kg. Certaines caractéristiques de ces granulats que j'ai mesurées au laboratoire 3S-R sont présentées dans le Tableau 2-2.

Caractéristiques	D 0,5/8	D1800 μm
Masse volumique apparente (t/m ³)	1,610	1,657
Masse volumique absolue (t/m ³)	2,632	2,530
Compacité	0,612	0,655

Tableau 2-2: Caractéristiques physiques des granulats mesurées au laboratoire 3S-R

Les courbes granulométriques issues de différents tamisages que j'ai effectués au laboratoire 3S-R sur des lots différents montrent une faible variation de la distribution de la taille des granulats (Figure 2-1 et 2-2). La taille maximale (D_{max}) est définie comme la dimension du tamis pour lequel le refus est vers nul est de 8 mm.

2.1.1.2 Formulation du béton

Le béton R30A7 est formulé pour une résistance en compression simple de 30 MPa et pour un affaissement de 7 cm. Cette étude préliminaire a été conduite en s'appuyant d'une part, sur la méthode de Dreux-Gorisse [Dreux 1985], en veillant à identifier les paramètres de cette méthode pour les matériaux utilisés, et d'autre part, sur une vérification expérimentale des caractéristiques du béton en terme de résistance et d'affaissement. J'ai proposé un protocole de formulation du béton qui est présenté dans le Tableau 2-5. Les détails de la formulation du béton sont présentés dans l'annexe. Cette formulation a abouti à la composition du béton de référence R30A7 présentée dans le

Tableau 2-3. On peut cependant noter que la très bonne qualité du ciment utilisé, choisi pour mieux maîtriser la reproductibilité du matériau, conduit à un volume de ciment particulièrement faible pour le béton R30A7.

La Tableau 2-4 présente la granulométrie moyenne du mélange de granulats du R30A7 et la courbe de référence de Dreux. Notons que le mélange R30A7 manque de sables fins, notamment ceux de diamètre 0,2 mm (module 24) à 0,8 mm (module 30), en raison d'un manque de sables fins dans la composition du sable D1800 μm . Le volume d'air d'occlus assez important dans le béton R30A7 s'explique par la consistance et par la finesse du plus gros granulat (Tableau 2-3).

La mise en œuvre du béton frais pour l'essai d'affaissement au cône d'Abrams est effectuée d'après la norme européenne EN 12350-1 (1999) [EN 12350-1]. Les mesures des affaissements sont données dans le Tableau 2-4.

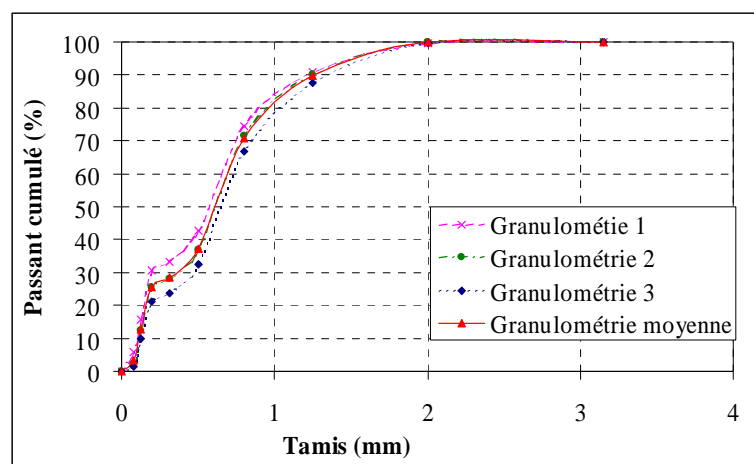


Figure 2-1: Courbe granulométrique du sable D 1800 μm

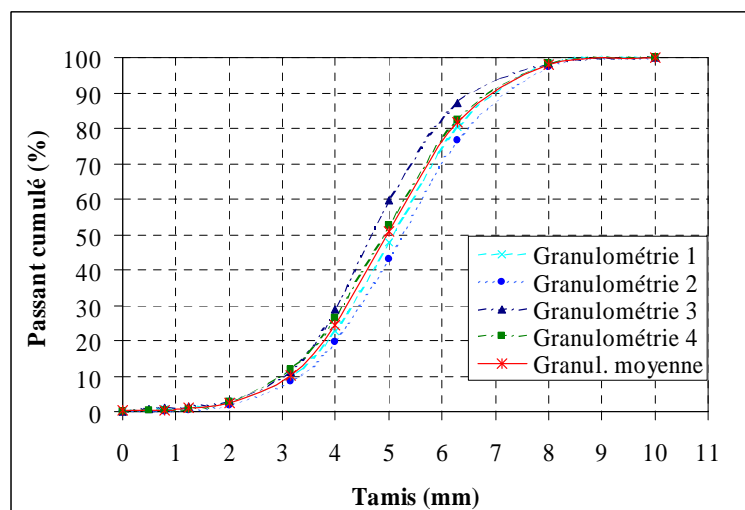


Figure 2-2: Courbe granulométrique du gravier D 0,5/8

Composition du béton R30A7	
Gravier D 0,5/8	1008 (kg/m ³)
Sable D 1800µm	838 (kg/m ³)
Ciment CEM I 52,5 N PM ES CP2 (Vicat)	263 (kg/m ³)
Eau	169 (kg/m ³)
Densité	2278 (kg/m ³)
Propriétés mécaniques	
Résistance moyenne testée en compression simple à 28 jours	28,6 (MPa)
Affaissement moyen mesuré au cône d'Abrams	6,9 (cm)
Volume d'air occlus mesuré dans le béton frais (par l'aéromètre)	34 (l/m ³)
Porosité accessible à l'eau	11,8 (%)
Rapport E/C	0,64
Pourcentage en volume absolu du sable D 1800 µm dans le mélange granulaire (%)	46,4
Pourcentage en volume absolu du gravier D 0,5/ 8 mm dans le mélange granulaire (%)	53,6

Tableau 2-3: Formulation du béton de référence R30A7

Gâchées de béton R30A7 (8 litres/ gâchée)	Affaissement mesuré au cône d'Abrams (cm)
Première gâchée	6,8
Deuxième gâchée	6
Troisième gâchée	6,3
Quatrième gâchée	7,9
Cinquième gâchée	7,5
Sixième gâchée	6,8
Affaissement moyen : 6,9 cm	
Ecart type (*) : 0,7 cm	

Tableau 2-4 : Résultats de mesures d'affaissement du béton R30A7

(*) L'écart type dans notre étude présentant la dispersion des valeurs par rapport à la moyenne est calculé selon la formule : $\sqrt{\frac{(n \sum x^2 - (\sum x)^2)}{n(n-1)}}$; x : différence entre la valeur de chaque mesure et celle moyenne ; n = 6 : mesures effectuées

La Figure 2-3 présente une image de cet essai permettant d'imaginer la consistance du béton. Le Tableau 2-4 présente les résultats de mesures d'affaissements pour six gâchées de 8 litres de béton R30A7. La légère variation de la valeur de l'affaissement entre gâchées peut être expliquée diversement : une différence de manipulation pendant l'essai d'affaissement pour chaque gâchée ; une légère variation de granulométrie des constituants granulaires entre sacs de granulats pré-mélangés de 25 kg ; une légère variation de température ou d'humidité. L'affaissement moyen obtenu est de 6,9 cm (pour 7 cm attendu) avec un écart type de 0,7 cm, ce résultat est satisfaisant.



Figure 2-3: Mesure de l'affaissement du béton frais R30A7 au cône d'Abrams (Affaissement moyen 6,9 cm)

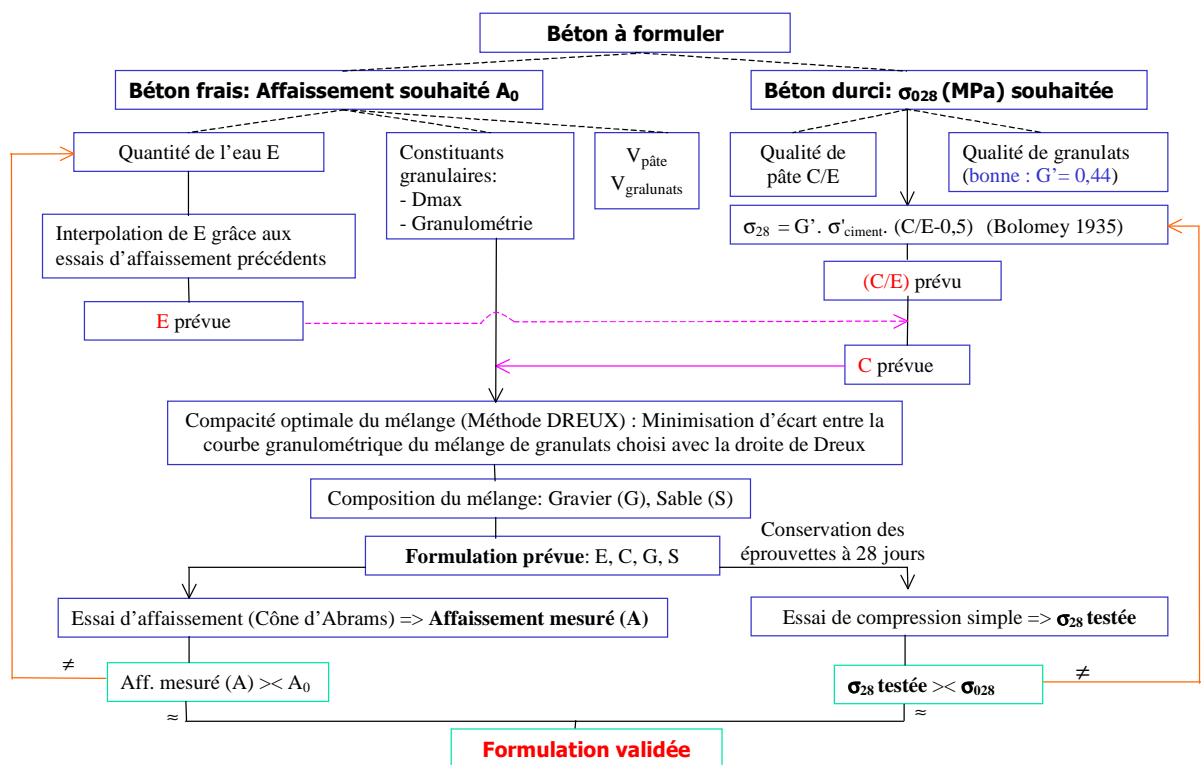


Tableau 2-5 : Organigramme récapitulatif pour la mise au point de formulation du béton R30A7

Dans le but d'une détermination exacte de la quantité de chaque constituant dans un mètre cube de béton R30A7, j'ai mesuré la quantité de l'air d'occlus dans le béton frais à l'aide d'un aéromètre. L'air occlus est dû au volume d'air entraîné au sein du matériau lors des opérations de malaxage et qui reste piégé dans le béton après mise en œuvre (remplissage des moules, vibration). Celui-ci dépend du mélange de granulats, de l'ouvrabilité du béton et enfin de l'énergie de serrage développée lors de la mise en œuvre (l'énergie de vibration). Deux gâchées (9 litres/ gâchée) de béton R30A7 ont été coulées pour la mesure de l'air d'occlus. La mise en œuvre du béton frais pour la mesure du volume d'air occlus à l'aide de l'aéromètre a été effectuée d'après la norme NF P 18-353 [NF P 18-353] (Figure 2-5. Le Tableau 2-7 présente les résultats de mesures de l'air occlus dans le béton frais R30A7. Le volume d'air occlus moyen mesuré est de 3,4 %, c'est à dire de 34 litres par m³.

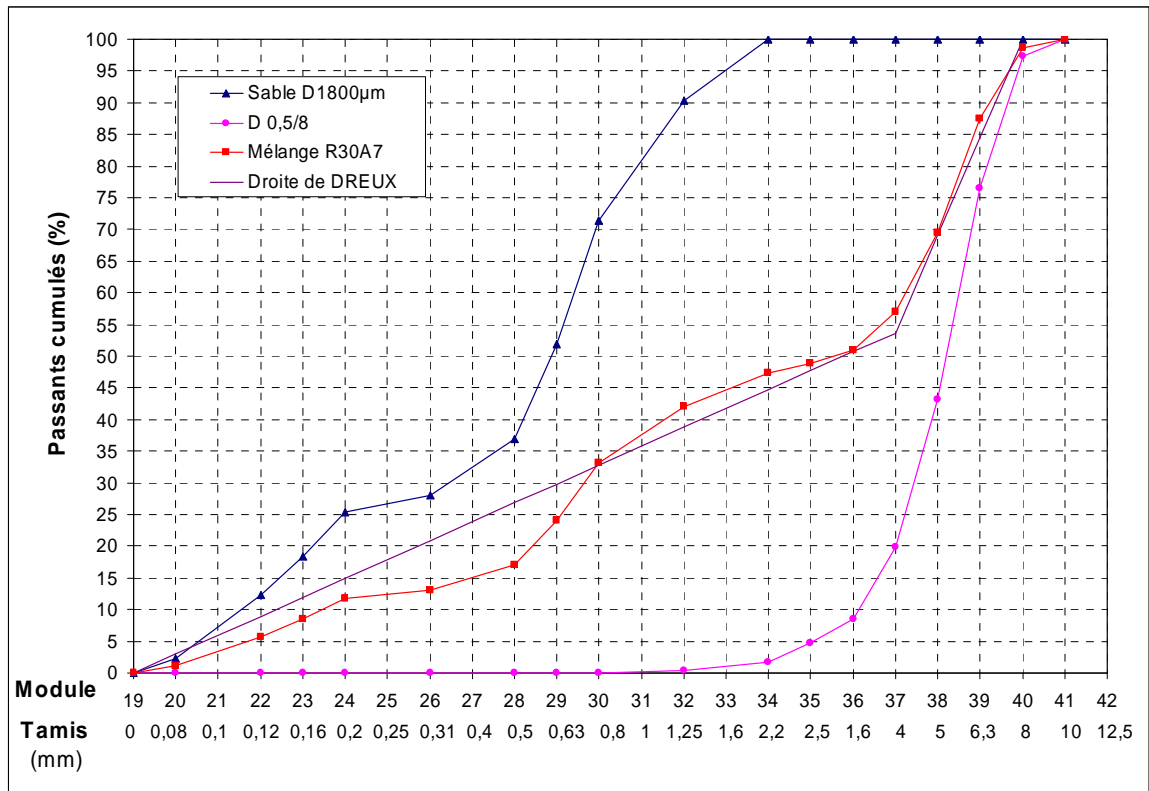


Figure 2-4 : Granulométrie moyenne du mélange du béton ordinaire R30A7 et de la droite de référence de Dreux

Gâchées de béton R30A7 (9 litres/ gâchée)	Air occlus mesuré à l'aide de l'aéromètre (%)
Première gâchée	3,4
Deuxième gâchée	3,4
	Air d'occlus moyen: 3,4 (%)

Tableau 2-6: Résultats de mesures de l'air d'occlus du béton frais R30A7 à l'aide de l'aéromètre



Figure 2-5 : Mesure de l'air d'occlus du béton frais à l'aide de l'aéromètre

Après validation en terme d'affaissement, le béton R30A7 a été coulé en plusieurs éprouvettes cylindriques de dimension 11 x 22 cm ou bien 16 x 32 cm afin de tester la résistance du béton durci après environ 28 jours de conservation dans un milieu humide ou bien dans l'eau. Durant la phase de mise au point, nous nous sommes seulement intéressés à la résistance du béton en compression simple. Les éprouvettes n'ont donc pas été instrumentées avec des jauges de déformation. Le Tableau 2-7 résume les résultats obtenus ainsi que les conditions de conservation et de confection des éprouvettes. La résistance à 28 jours est estimée en prenant en compte l'effet de l'âge du béton sur sa résistance selon le BAEL [BAEL 1991]. La vitesse de chargement est constante et égale à 0,5 MPa/s. La moyenne des résistances à 28 jours de l'ensemble des éprouvettes est égale à 28,6 MPa (pour 30 MPa attendu) avec un écart type de 0,3 MPa. Le béton R30A7 a donc été correctement formulé.

Echantillon	1	2	3	4
Durée de conservation en milieu humide (j-jours)	25	25	28	30
Age du béton (j-jours)	25	25	28	30
Confection d'éprouvette	moulage	moulage	moulage	moulage
Diamètre (m)	0,11	0,11	0,11	0,16
Contrainte à la rupture (MPa)	27,8	28,1	28,7	29,1
Contrainte à la rupture calculée (MPa)- σ_{28}	28,2	28,5	28,7	28,9
Contrainte à la rupture moyenne (MPa)- σ_{28}	28,6			
Ecart type (MPa)	0,3			

Tableau 2-7: Résultat des essais de compression simple du béton R30A7

2.1.1.3 Confection des échantillons de béton R30A7

Coulage du béton

Afin d'assurer une reproductibilité maximale des propriétés mécaniques du béton réalisé à des instants différents, j'ai établi une procédure très précise de fabrication des éprouvettes de béton [Vu 2005]. Le coulage du béton est réalisé grâce à un petit malaxeur de volume de 18 litres (Figure 2-6a). La mise en oeuvre du coulage de béton est établie selon la norme NF P 18- 404 [NF P 18-404] avec les principaux éléments suivants : le temps de malaxage des granulats et du ciment à sec est de 60 secondes, le temps de malaxage des granulats, du ciment et de l'eau est de 120 secondes, le temps de vibration à la table vibrante du béton frais est de 30 secondes. Le béton est coulé par gâchées d'un volume de 13,5 litres dans un moule cubique en bois de 17 x 17 x 27 cm³. Ce bloc permet d'obtenir des échantillons à la dimension voulue après usinage (carottage, sciage et rectification). La Figure 2-6 présente le malaxage du béton avec le malaxeur (a) et la vibration du béton à la table vibrante (b). Le bloc de béton, démoulé 24h après le coulage, est ensuite conservé pendant 28 jours dans une ambiance saturée à l'intérieur de films plastiques eux-mêmes plongés dans l'eau afin d'isoler le béton d'un point de vue physique et thermique (Figure 2-7).



Figure 2-6 : Mise en œuvre du coulage de béton

(a) Malaxage de 13,5 litre de béton

(b) Vibration du béton (30s)

Dimension des échantillons

Pour la caractérisation expérimentale du comportement du béton, et celle des géomatériaux en général, au moyen d'essais uniaxiaux et triaxiaux de révolution, les échantillons classiquement utilisés sont cylindriques de révolution avec un élancement (L/D) égal à 2. Le choix de la dimension des échantillons est un compromis entre le soucis d'homogénéité du champ de contraintes malgré l'hétérogénéité du matériau et celui des efforts considérables à mettre en œuvre pour atteindre les niveaux de contraintes visés. La dimension des échantillons (diamètre $D = 7$ cm) et des granulats (maximum 8 mm) ont été choisies pour cette étude. L'hypothèse d'homogénéité des déformations au sein des éprouvettes de béton sera étudiée lors de la présentation des études expérimentales.

Usinage des échantillons

Le bloc de béton est conservé pendant 28 jours dans l'eau, il est ensuite usiné à l'eau (carottage, sciage et rectification) pour obtenir neuf éprouvettes cylindriques 7x14 cm. L'eau permet d'évacuer la chaleur provoquée par les frottements d'usinage, cela évite d'endommager le matériau en surface et protège l'outil. Le carottage et le sciage du béton permettent de s'affranchir des effets de parois inhérents aux éprouvettes moulées. Les éprouvettes sont surfacées par une rectifieuse équipée d'une meule diamantée. La rectification des échantillons permet d'obtenir un bon état de parallélisme des faces d'appui de l'échantillon. La Figure 2-8 présente respectivement le carottage du bloc de béton par la carotteuse (a) et la rectification de l'éprouvette par la rectifieuse (b).

Le parallélisme entre les faces planes d'une éprouvette cylindrique doit être le plus parfait possible pour ne pas nuire à l'homogénéité de la contrainte de compression. La préparation des surfaces de l'éprouvette nécessite donc un soin tout particulier. Le parallélisme des surfaces d'appui de l'éprouvette usinée est vérifié à l'aide d'un comparateur (Figure 2-10a). L'échantillon est posé sur un marbre et déplacé sous le comparateur en évitant les porosités locales de surface. Le défaut de parallélisme des deux surfaces d'appui est acceptable s'il ne dépasse pas 0,1 mm, soit un défaut angulaire

de $0,08^\circ$ (Figure 2-10b). En cas de défaut important de parallélisme des surfaces ($> 0,1$ mm), il faut refaire la rectification en reprenant la procédure d'usinage au début. L'observation des éprouvettes de béton après usinage (Figure 2-9) conduit aux remarques suivantes : il n'y a pas de fissuration superficielle visible sur les surfaces du matériau ; les granulats coupés et les bulles d'air semblent également répartis sur toutes les faces de l'éprouvette, il n'y a donc pas de problème de ségrégation du béton. Ces observations confirment que la procédure de fabrication du béton et celle d'usinage des éprouvettes de béton sont satisfaisantes.

2.1.1.4 Préparation de la surface latérale des échantillons

La mise au point des essais triaxiaux à haut niveau de confinement présentée à la section 2.3 nécessite une préparation particulière de la surface latérale des éprouvettes. Le bouchage des porosités visibles de surface est réalisé à l'aide d'un mortier de type SIKATOP-SF-126 dont les caractéristiques sont assez proches celles du béton (Tableau 2-8).



Figure 2-7 : Conservation des blocs de béton après coulage et d' éprouvettes saturées après usinage



(a)



(b)

Figure 2-8 : Usinage des échantillons de béton

(a) Carottage du bloc de béton

(b) Rectification de l'échantillon



Figure 2-9 : Echantillon de béton R30A7(dimension 7 x14 cm) après usinage

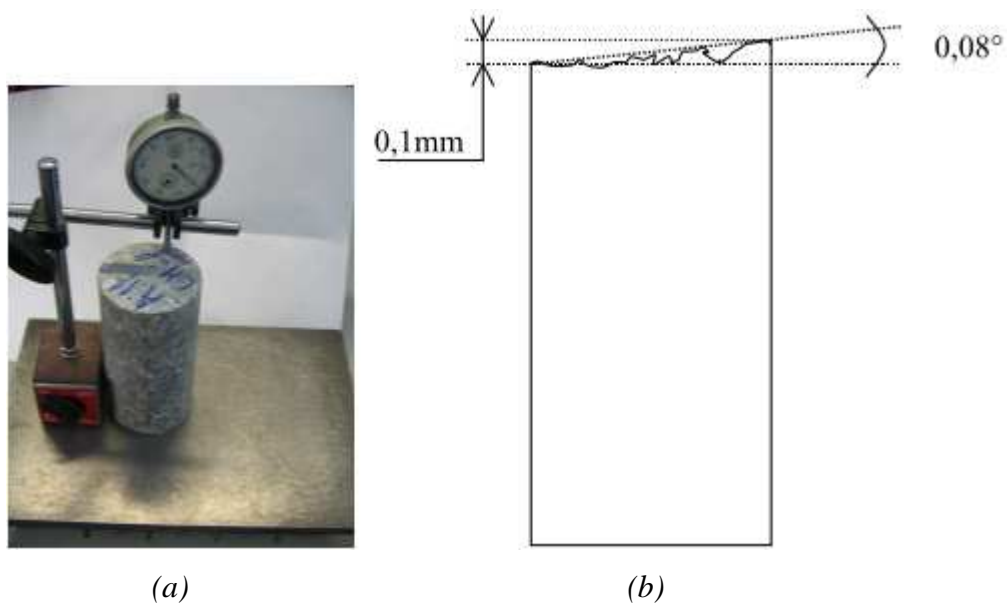


Figure 2-10 : Vérification du parallélisme de deux surfaces d'appui d'une éprouvette à l'aide d'un comparateur (a) et défaut de parallélisme mesuré (b)

Une fois les échantillons usinés, les surfaces latérales sont préparées. La première étape de cette préparation consiste à ouvrir la porosité de surface à l'aide d'un objet pointu (pointeau, clou) afin de la rendre accessible au mortier de remplissage. On protège ensuite les deux surfaces d'appui de l'échantillon à l'aide d'un ruban adhésif et on remplit les porosités de surface latérale avec le mortier. Une règle métallique est utilisée pour araser le mortier en excès. Après 24h de conservation à l'air libre, le mortier a durci et la surface latérale de l'échantillon est lissée à l'aide d'un papier abrasif ou d'une petite ponceuse électrique. La Figure 2-11 présente un échantillon de béton R30A7 après préparation de la surface latérale. Celui-ci est dénommé "échantillon préparé" pour le distinguer de l'échantillon originel (Figure 2-11).

En vue de déterminer la quantité de béton enlevé et celle de mortier ajouté pendant cette étape de préparation, j'ai fait une étude sur l'évolution de la masse d'une série des échantillons 7 x 14 cm (AS3-5, 6, 7, 8, 9) issus du même bloc de béton AS3. Ces échantillons ont été précédemment conservés dans l'eau pendant 6 mois, ils sont donc

considérés saturés. Leurs masses ont été pesés, puis la surface latérale de ces échantillon a ensuite été préparée selon la procédure ci-dessus. La cinétique de séchage dans l'air d'un échantillon précédemment saturé étant assez rapide, ces échantillons ont été ré-plongés dans l'eau pendant 7 jours après chaque étape de la procédure de préparation (après ouverture des porosités visibles de la surface latérale, après lissage de la surface latérale bouchée par mortier) afin de maintenir les échantillons saturés avant leurs pesées. Le Tableau 2-9 présente le résultat de ces mesures. Pendant la préparation de la surface latérale, la quantité moyenne de béton enlevé et celle du mortier ajouté d'un échantillon 7 x 14 cm sont de l'ordre de 6,9 (g) et 10,3 (g) respectivement, soit 0,6 % et 0,8 % respectivement du poids de l'échantillon saturé. La préparation de la surface latérale de l'échantillon fait donc légèrement diminuer la porosité accessible à l'eau de ce dernier. La différence entre la porosité d'un échantillon vierge et celle d'un échantillon préparé par mortier est présentée au paragraphe 2.1.1.5.

Densité	2,1
Granulométrie	0 à 1 mm
Résistance mécanique en compression simple (à 20°C)	à 2 jours: 28 MPa

Tableau 2-8 : Caractéristiques du mortier SIKATOP-SF-126 (société SIKA)

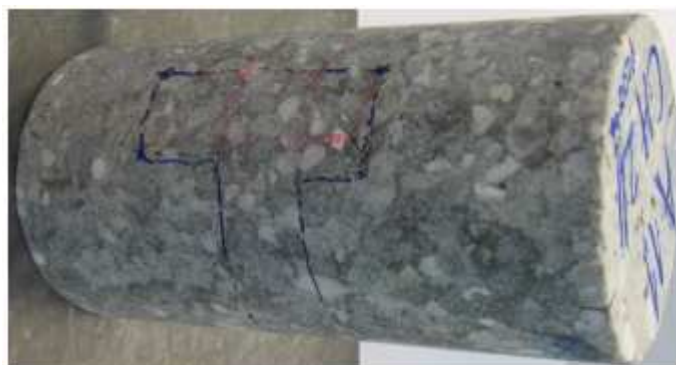


Figure 2-11 : Echantillon de béton R30A7 (dimension 7 x 14 cm) après préparation de la surface latérale (“échantillon préparé”)

Echantillon saturé (≈7x14cm)	Poids avant préparation de la surface latérale (g)	Petits éléments de béton enlevés(g)	Mortier ajouté (saturé)(g)
AS3-5	1253,1	8,2	11,1
AS3-6	1242,8	7,2	10,4
AS3-7	1254,6	7,5	11,0
AS3-8	1252,8	5,2	8,9
AS3-9	1248,3	6,5	10,2
Valeurs moyennes (g)	1249,3	6,9	10,3
Ecart type (g)	4,8	1,1	0,9

Tableau 2-9: Détermination de la quantité moyenne de béton enlevé et celle du mortier ajouté d'un échantillon 7 x 14 cm pendant la préparation de sa surface latérale

2.1.1.5 Porosité accessible à l'eau du béton

La porosité accessible à l'eau du béton R30A7 a été déterminée à partir de mesures que j'ai effectuées sur six échantillons : un échantillon vierge sans préparation de la surface latérale (A3-43), cinq échantillons préparés par mortier provenant de deux blocs différents (AS3 et A11).

La mesure de la porosité accessible à l'eau du béton a été conduite selon le mode opératoire recommandé par J. P. Ollivier [Ollivier 1997]. Le calcul de la porosité nécessite trois mesures : le poids de l'échantillon saturé, celui de l'échantillon saturé plongé dans l'eau (pesée hydrostatique) et celui de l'échantillon séché.

La première étape consiste à saturer l'échantillon dans l'eau juste après son usinage pour l'échantillon vierge ou bien après sa préparation pour l'échantillon préparé. Les six échantillons utilisés pour la mesure de cette porosité du béton R30A7 ont été conservés dans l'eau pendant une durée de 6 mois au moins. Ils sont supposés parfaitement saturés.

La deuxième étape consiste à peser l'échantillon saturé plongé dans l'eau (sa masse est appelée M_{eau}). Cet échantillon saturé est ensuite pesé dans l'air libre (sa masse est appelée M_{air}).

La troisième étape consiste à sécher l'échantillon saturé pendant 30 jours au moins dans l'étuve à 50°C jusqu'à ce que sa masse se stabilise d'après le critère $\frac{\Delta m_{24h}}{m} \leq 0,1\%$

[Norme ISO 5017] où $\frac{\Delta m_{24h}}{m}$ est la variation de masse relative sur 24 heures (cf. 2.1.1.6).

La masse de l'échantillon sec est appelée M_{sec} .

La porosité accessible à l'eau η est définie comme le rapport entre le volume des pores accessibles à l'eau libre et le volume apparent de l'échantillon. La masse volumique apparente sèche ρ_d est définie comme le rapport entre la masse sèche et le volume apparent. Le volume apparent de l'échantillon saturé est déterminé grâce aux pesées à l'air M_{air} et hydrostatique M_{eau} .

D'après le théorème d'Archimède : $M_{eau} = M_{air} - \rho_{eau} V_{app}$.

La masse volumique apparente sèche ρ_d et la porosité accessible à l'eau η sont déterminées par les relations suivantes :

$$\rho_d = \frac{M_{sec}}{V_{app}} = \frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \rho_{eau} \quad (2-1)$$

$$\eta = \frac{V_{eau}}{V_{app}} = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad (2-2)$$

Les différentes mesures et les résultats du calcul de la porosité η accessible à l'eau ainsi que la masse volumique apparente sèche ρ_d des échantillons sont présentés dans le Tableau 2-10.

La masse volumique du béton vierge séché (2234 kg/m³) présente un écart de 44 kg/m³ par rapport à celle du béton frais (2278 kg/m³) (cf. Tableau 2-3). Par ailleurs, une étude sur la porosité à mercure du béton R30A7 vierge, effectuée par C. Poinard [Poinard

2007], montre que celle-ci est de 12,6% ($\pm 0,8\%$). Cette porosité est donc comparable avec la porosité accessible à l'eau mesurée (11,8%).

Echantillon	A3-43	AS3-8	AS3-9	A11-1	A11-2	A11-3
Etat de surface latérale	vierge	préparé	préparé	préparé	préparé	préparé
Masse de l'échantillon saturé mesurée dans l'eau M_{eau} (g)	712,9	719,6	713,8	723,7	724,6	718,5
Masse de l'échantillon saturé mesurée dans l'air libre M_{air} (g)	1240,1	1257,1	1250,6	1262,9	1266,0	1257,8
Masse de l'échantillon sèche mesurée M_{sec} (g)	1177,7	1197,8	1190,0	1206,1	1209,4	1201,8
Masse volumique ρ_d (kg/m^3)	2234	2229	2217	2237	2234	2228
Porosité η (%)	11,8	11,0	11,3	10,5	10,5	10,4
Masse vol. moyenne (kg/m^3)	2234	2229 \pm 8 (écart type)				
Porosité moyenne (%)	11,8	10,7 \pm 0,4 (écart type)				

Tableau 2-10: Mesures de la masse volumique apparente et de la porosité des échantillons du béton R30A7

2.1.1.6 Conservation des échantillons secs

Condition de conservation

Après usinage et conservation dans l'eau trois mois à quatre mois, les échantillons sont séchés à l'intérieur d'une étuve à une température de 50° C et à 8% d'humidité moyenne. Cette température est choisie afin de ne pas trop endommager le matériau béton.

L'évolution de la composition de la pâte de ciment au cours de l'échauffement a été déterminée grâce à la technique de la diffraction des neutrons à l'ESRF de Grenoble (European Synchrotron Radiation Facility) par Castellote et ses collaborateurs [Castellote 2004]. La Figure 2-12 présente les transformations des principaux composants de la pâte de ciment Portland au cours de l'échauffement. Le cycle de chauffe appliqué était de 1°C/min jusqu'à 700°C. Les six composants de base ont été étudiés : portlandite, ettringite, calcite, larnite, silicate de calcium hydraté (gel CSH) et CaO. A une température inférieure à 50°C, on observe que les décompositions de l'ettringite et du silicate de calcium hydraté (CSH) sont très faibles, le phénomène majeur est l'évaporation de l'eau libre dans la pâte de ciment. A une température supérieure à 50°C, on peut observer que les décompositions de l'ettringite et du gel CSH sont progressives et que l'ettringite a disparu avant que le matériau atteigne 100°C. Cela signifie que l'échauffement de la pâte de ciment à une température supérieure à 50°C provoque une déshydratation partielle de l'ettringite et du gel CSH, et donc modifie la structure du matériau. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi de sécher les échantillons de béton à seulement 50°C.

La Figure 2-13 présente la cinétique de séchage dans l'étuve de quelques échantillons vierges (avant bouchage de la surface latérale par mortier) issus du même bloc de béton A3. La variation de poids des échantillons devient très faible après un mois de conservation dans l'étuve. Lorsque la variation relative journalière de masse d'un

échantillon ne dépasse plus 0,1%, la masse est considérée stable, l'échantillon est considéré comme "sec" pour notre étude.

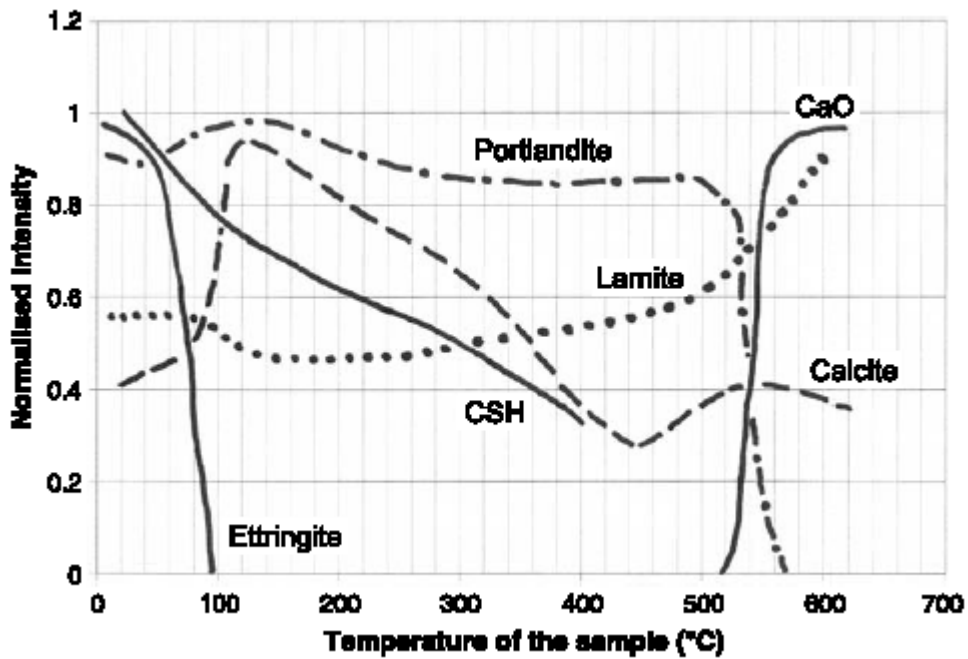


Figure 2-12 : Evolution de la composition de la pâte de ciment Portland au cours de l'échauffement. Valeurs obtenues par une technique de diffraction des neutrons. [Castellote 2004]

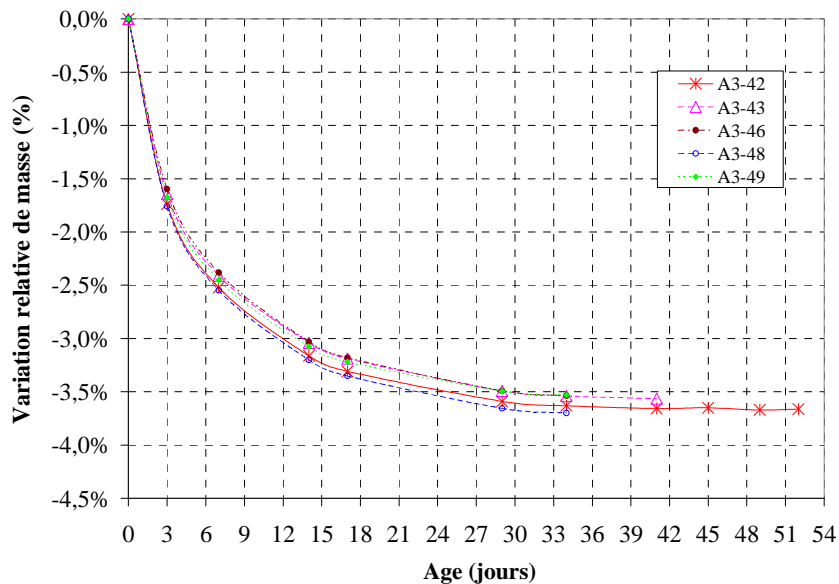


Figure 2-13 : Cinétique de séchage de quelques échantillons vierges du béton R30A7 (non-saturés à t=0 s) dans l'étuve à 50°C

Degré de saturation du béton séché

Le degré de saturation d'un échantillon de béton est défini comme le rapport du volume d'eau sur le volume des pores accessibles à l'eau dans la structure du béton. Les échantillons conservés dans l'étuve ($T=50^{\circ}\text{C}$, $H_d=8\%$) pendant plus d'un mois sont dits secs pour notre étude puisque leur variation relative journalière de masse ne dépasse plus 0,1%. Mais il est évident que le béton n'est pas complètement sec.

V.Baroghel-Bouny [Baroghel-Bouny 1999] a montré un lien entre l'humidité relative et la variation de la teneur en eau d'un béton ordinaire durci (Figure 2-14). Le béton ordinaire durci étudié dans ces travaux a des caractéristiques suivantes : une résistance en compression simple à 28 jours (f_{c28}) de 49,5 MPa ; une porosité de 12,2% ; un rapport E/C = 0,48; une taille maximale de granulats $D = 20$ mm, une masse volumique $\rho_s = 2285$ kg/m³. La référence du poids sec dans cette étude est définie pour un humidité relative de 3%. On observe que la variation de la teneur en eau varie plus ou moins linéairement avec le degré d'humidité dans le sens du séchage. On remarque par ailleurs un hystérésis lors de la réhumidification. Ce béton ordinaire (nommé "BO") a des caractéristiques comparables à celles du béton R30A7 de notre étude.

L'humidité de l'étuve de conservation des échantillons de béton R30A7 est de 8%. Si, comme dans l'étude de Baroghel-Bouny, on choisit la référence du poids sec pour une humidité de 3%, le lien entre l'humidité relative et la variation de la teneur en eau d'un béton ordinaire durci (Figure 2-14) nous permet d'estimer la teneur en eau du béton conservé dans l'étuve. Celle-ci est de l'ordre de 0,25%. La connaissance du poids sec d'un échantillon de béton R30A7 pour une humidité de 8% (environ 1178g pour un échantillon 7x14cm) permet d'estimer la quantité d'eau libre restant piégée (x) dans un béton considéré sec pour notre étude ($\frac{x}{1178-x} = 0,25\%$), cette quantité est de l'ordre de 2,9g.

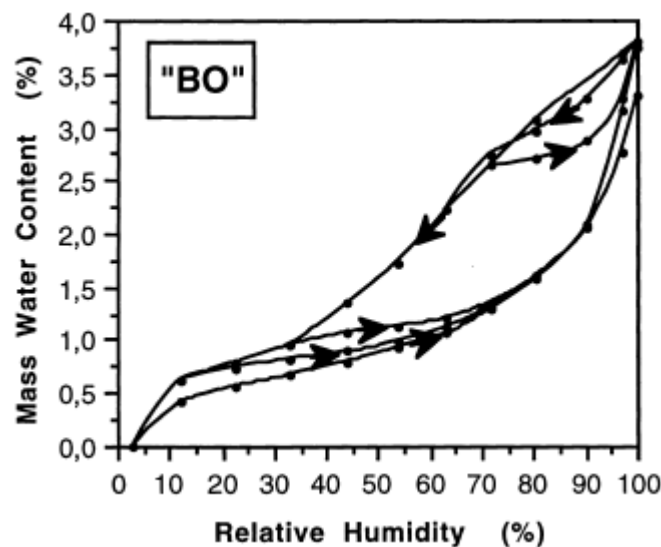


Figure 2-14 : Lien entre l'humidité relative et la variation de teneur en eau d'un béton ordinaire durci [V. Baroghel-Bouny 1999]

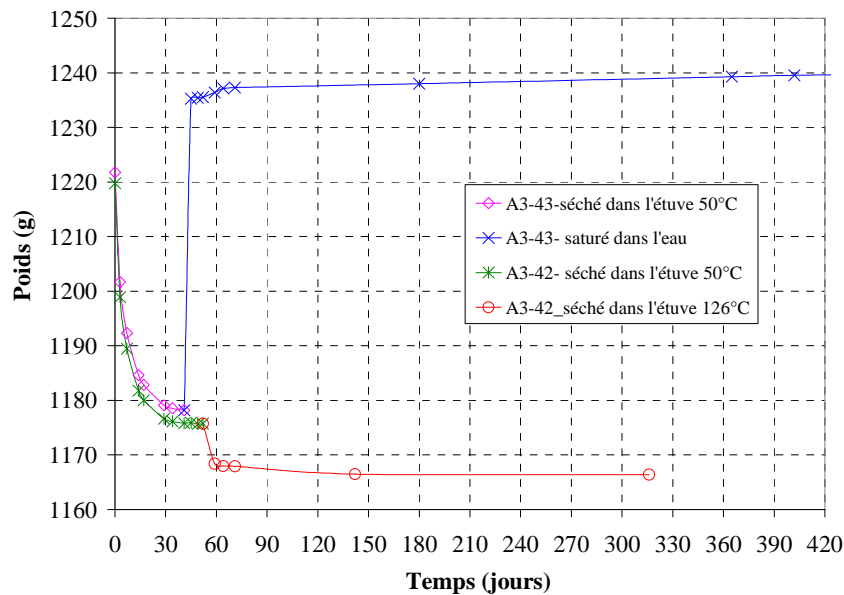


Figure 2-15 : Evolution des masses des échantillons (A3-43, A3-42) de béton R30A7 pour différentes conditions de conservation

J'ai par ailleurs effectué une étude supplémentaire pour l'estimation de la quantité d'eau libre piégée dans le béton R30A7. L'éprouvette A3-42 est d'abord séchée pendant 52 jours dans l'étuve à 50°C, elle est donc considérée sèche pour notre étude, puis elle est mise dans l'étuve à 126°C. La Figure 2-15 montre qu'à une température de 126°C, la masse de l'éprouvette A3-42 diminue rapidement les premiers jours (7,3 g après 7 jours), puis très lentement les jours suivants jusqu'à une masse stable au 90^{ème} jour (perte de 9,3g après 90 jours). Une étude similaire effectuée sur un deuxième échantillon a montré une perte de masse de l'échantillon équivalente à celle de l'échantillon A3-42.

L'étude de Castellote [Castellote 2004] a mis en évidence l'évolution de la composition de la pâte de ciment au cours de l'échauffement (Figure 2-12). A une température à 126°C, la décomposition du gel CSH est progressive, donc les liaisons chimiques dans les CSH se rompent et l'eau de constitution du gel se libère et peut être évacuée. Cela nous permet de conclure que la perte de masse (9,3g) d'un échantillon de béton R30A7 conservé dans l'étuve à 126°C correspond à l'eau libre du béton et à une partie de l'eau liée chimiquement aux silicates de calcium hydratés (CSH).

Par ailleurs, en préparant un essai, un échantillon sec est instrumenté avec des jauges à l'air libre. Il est nécessaire de quantifier l'évolution de la masse de l'échantillon sec pendant ce temps de préparation. Deux échantillons, préalablement conservés dans l'étuve à 50°C jusqu'à une masse stabilisée, ont été laissés à l'air libre. Les évolutions de la masse de ces échantillons en fonction de temps sont présentées sur la Figure 2-16. Cette figure montre que la masse des échantillons augmente d'environ 1,1 g après 3 jours et 3 g après 12 jours. La durée moyenne de la préparation d'un échantillon sec est d'environ 3 jours. L'échantillon sec augmente donc d'environ 1,1 g après sa préparation à l'air libre.

Les résultats présentés nous permettent d'estimer que la quantité d'eau libre piégée dans un échantillon de béton sec testé dans notre étude varie entre 4,0 g (= 2,9g + 1,1g) et 10,4

g (= 9,3g + 1,1g). On peut estimer que la quantité moyenne d'eau libre piégée dans un échantillon de béton sec est 7,2 g.

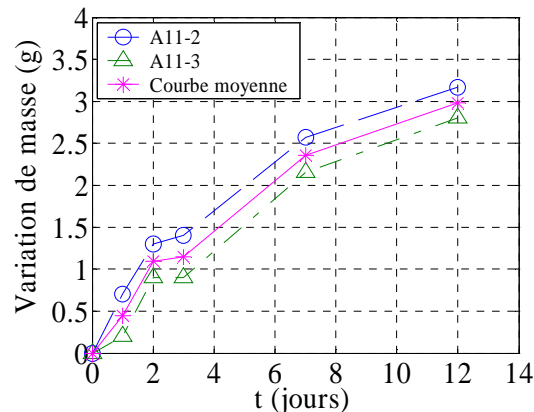


Figure 2-16 : Evolution de la masse des échantillons de béton R30A7 secs à l'air libre

Compte tenu de la porosité du béton préparé avec le séchage du béton à 50°C (10,7%) (cf. Tableau 2-10), la quantité d'eau pouvant être ajoutée dans un échantillon considéré sec (7 x 14 cm) de béton R30A7 est de l'ordre de 57,67 g ($= \eta V_{app} = 10,7\% \cdot 539$). En prenant en compte la quantité moyenne d'eau libre piégée dans un échantillon de béton sec (7,2 g), la porosité estimée du béton préparé est de 12% ($= (7,2 + 57,67) / 539$) et le béton séché, considéré "sec", est donc encore humide avec un degré de saturation estimé de 11% ($= 7,2 / (7,2 + 57,67)$).

Dans la suite, nous considérons que la porosité accessible à l'eau du béton R30A7 est de 12% et le béton séché testé dans notre étude possède un degré de saturation de 11%.

2.1.1.7 Conservation des échantillons saturés et humides

Après usinage et bouchage de la surface latérale, tous les échantillons sont conservés pour une durée de trois mois à quatre mois dans l'eau. Une partie de ces échantillons reste maintenue dans l'eau jusqu'au jour de l'essai pour l'obtention des échantillons saturés. Les échantillons humides sont obtenus grâce à une conservation à l'air ambiant (température moyenne : 20°C ($\pm 5^\circ\text{C}$) et humidité relative moyenne : 50% ($\pm 5\%$)) des échantillons saturés de quelques heures à quelques jours avant l'essai.

Conservation des échantillons saturés

La Figure 2-17 présente la cinétique de saturation dans l'eau pendant 540 jours d'un échantillon vierge A3-43, précédemment séché dans l'étuve à 50°C. Après 540 jours de conservation dans l'eau, la variation relative de masse de l'échantillon A3-43 est de 5,2% ce qui correspond à 62 g d'eau ayant pénétré dans l'échantillon. Notons que cet échantillon a été désaturé et ensuite resaturé pour évaluer l'évolution de la masse de l'échantillon par rapport à sa masse saturée initiale. Si l'on considère que l'échantillon A3-43 était "sec" avant sa conservation dans l'eau, compte tenu de la porosité du béton vierge (11,8%) (cf. Tableau 2-10), il est devenu "saturé à 97,5%" au bout de 540 jours dans l'eau. L'échantillon A3-43 n'a donc pas retrouvé sa masse saturée initiale. Cela

s'explique par le fait que le séchage du matériau à 50°C induit une microfissuration initiale du matériau pendant le processus de séchage. Comme la durée de resaturation de cet échantillon dans l'eau est importante (540 jours ou bien 18 mois), nous profitons l'évolution de masse de cet échantillon pour estimer la variation massive d'un échantillon qui n'est que conservé dans l'eau pour une durée de 5 mois à 10 mois avant le test.

La mesure de la variation de masse de l'échantillon A3-43 permet d'affirmer que l'échantillon atteint un degré de saturation de 93,6% après 5 mois de conservation et 96,5% ($= M / (\eta V_{app})$; $M = 61g$: masse de l'échantillon ; $\eta = 11,8\%$: porosité du béton vierge et $V_{app} = 539 \text{ cm}^3$: volume d'un échantillon 7 x 14cm) après dix mois; la variation relative de masse de l'échantillon pendant cette durée de cinq mois est de 0,1% (ce qui correspond à 1,3 g d'eau ajoutée dans l'échantillon). Les mesures effectuées sur l'échantillon A3-43 nous permettent d'affirmer que les échantillons conservés dans l'eau au-delà de 5 mois avant le test dans notre étude sont considérés saturés.

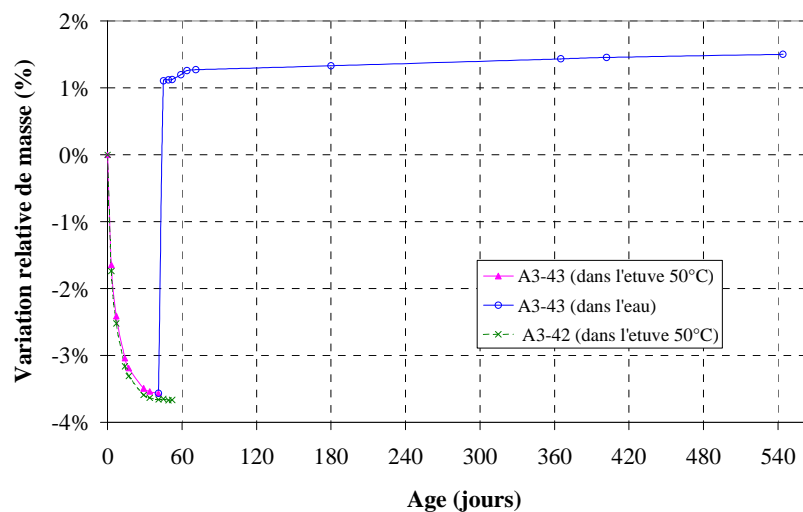


Figure 2-17 : Cinétique de saturation dans l'eau de l'échantillon vierge A3-43 (béton R30A7) qui est précédemment séché dans l'étuve à 50°C jusqu'à une masse stabilisée

Conservation des échantillons humides

Après saturation dans l'eau pendant une durée minimale de 5 mois, les échantillons sont ensuite laissés à l'air ambiant (température moyenne : 20°C ($\pm 5^\circ\text{C}$) et humidité moyenne : 50% ($\pm 5\%$)).

Détermination du degré de saturation des échantillons humides

L'expression suivante présente la détermination du degré de saturation (S_r) pour les échantillons saturés qui sont laissés dans l'air ambiant:

$$S_r = 1 - \frac{V_{\text{air_libre}}}{V_{\text{pores_accessibles_eau}}} = 1 - \frac{M_{\text{saturé}} - M_{\text{humide}}}{\rho_{\text{eau}} \eta V_{\text{app}}} = 1 - \frac{M_{\text{saturé}} - M_{\text{humide}}}{\eta (M_{\text{saturé}} - M_{\text{saturé/eau}})} \quad (2-3)$$

$$V_{app} = \frac{M_{saturé} - M_{saturé/eau}}{\rho_{eau}} \quad (\text{relation de la poussée d'Archimède}) \quad (2-4)$$

où:

V_{app} est le volume apparent de l'échantillon.

V_{eau} , V_{air_libre} , $V_{pores_accessibles_eau}$ sont respectivement les volumes de l'eau, de l'air libre et de pores accessibles à l'eau dans l'échantillon.

$M_{saturé}$, M_{humide} sont respectivement les masses de l'échantillon aux états saturé (juste après avoir sorti de l'eau) et humide (juste avant le test).

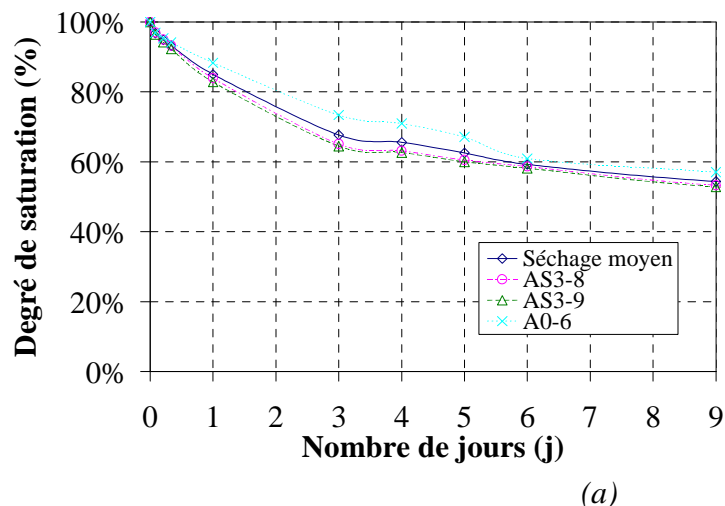
$M_{saturé/eau}$ est la masse de l'échantillon à l'état saturé, pesée dans l'eau par la balance hydrostatique.

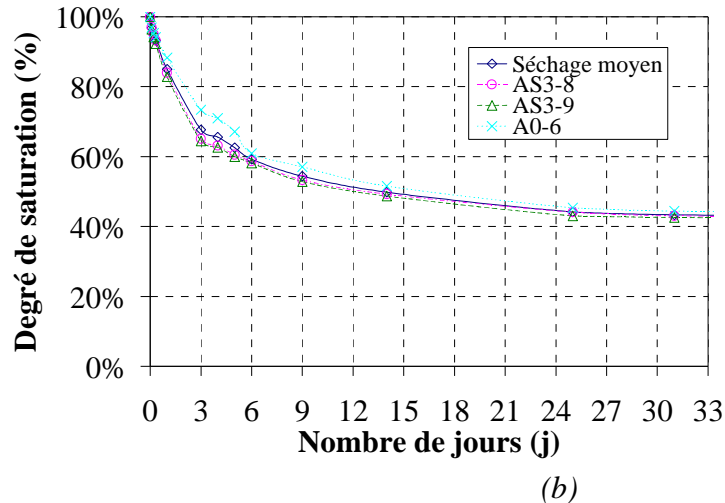
η est la porosité accessible à l'eau du béton R30A7. Pour calculer le degré de saturation des échantillons humides dans notre étude, la porosité estimée du béton R30A7 est de 12% (cf. 2.1.1.6).

Nous évaluons l'évolution du poids des échantillons par pesée régulière. En prenant en compte le séchage de l'échantillon au cours du temps pendant son instrumentation (collage de jauge, câblages de jauges...) avant le test où la pesée de l'échantillon devient délicate, les degrés de saturation des échantillons humides sont déterminés.

Evolution du degré de saturation des échantillons à l'air ambiant

Des échantillons issus de différents blocs du béton R30A7 de même âge (AS3-8, AS3-9 usinés du bloc AS3 et A0-6 usiné du bloc A0) ont été saturés dans l'eau pendant 10 mois, donc considérés saturés dans notre étude. Puis ils sont laissés à l'air ambiant afin d'évaluer l'évolution de leur degré de saturation.





(b)
 Figure 2-18 : Evolution du degré de saturation des échantillons préparés saturés laissés à l'air ambiant en fonction de temps (béton R30A7; $T = 20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$; $H_d = 50\% \pm 5\%$)

La Figure 1-18 présente l'évolution du degré de saturation de ces échantillons à l'air ambiant. Les courbes moyennes de séchage, présentées sur la Figure 1-18, montrent qu'un échantillon "saturé à 100%" laissé à l'air ambiant devient "saturé à 85%" après un jour, "saturé à 70%" après trois jours (Figure 1-18a), "saturé à 50%" après quinze jours, "saturé à 42%" après un mois (Figure 1-18b). Le séchage d'un échantillon saturé laissé à l'air ambiant a donc lieu rapidement. Cette remarque est prise en compte pour développer les procédures de la conservation et de l'instrumentation des échantillons humides et saturés dans cette étude (cf. 2.3.7).

2.1.2 Bétons modifiés EC08 et EC04

Dans la composition d'un béton, le rapport eau/ciment (E/C) joue un rôle important puisqu'il représente la résistance de la pâte de ciment du béton. Afin d'étudier l'effet du rapport E/C sur le comportement du béton sous fort confinement, j'ai formulés deux autres bétons avec des rapports E/C de 0,4 (béton EC04) et 0,8 (béton EC08). Ces deux bétons ont été formulés de manière à ce que le volume de la pâte de ciment (volume total de l'eau, du ciment et de l'air) et la composition du squelette granulaire soient très proches de ceux du béton de référence R30A7 (E/C = 0,64). La formulation et les caractéristiques principales des bétons EC04 et EC08 ainsi que R30A7 sont présentées dans le Tableau 2-11.

Pour le béton EC04, la quantité d'eau dans sa formulation est très modérée. Le coulage de ce béton sans utilisation d'un adjuvant supplémentaire n'est donc pas faisable. Une petite quantité d'adjuvant du superplastifiant "Sikafluid" a été ajoutée pour qu'il soit coulable avec un affaissement équivalent à celui du béton R30A7 (7 cm). Cinq bétons ayant le même rapport E/C=0,4 ainsi que le même volume de pâte de ciment mais une quantité différente du superplastifiant "Sikafluid" sont coulés et testés au cône d'Abarms afin de déterminer la quantité nécessaire de celui-ci. La formulation validée du béton EC04 contient une quantité du superplastifiant "Sikafluid" équivalente à 1,3% de

la masse de ciment dans le béton. Cette quantité est dans la plage d'utilisation usuelle (utilisation recommandée inférieure à 2,5 % du poids du liant ou du ciment selon la fluidité recherchée). Les procédures de fabrication, d'usinage et de conservation du béton EC04 sont similaires à celles du béton de référence R30A7 sec.

Composition des bétons	EC04	R30A7	EC08
Gravier D 0,5/8 (kg/m ³)	1000	1008	991
Sable D 1800µm (kg/m ³)	832	838	824
Ciment CEM I 52,5 N PM ES CP2 (Vicat) (kg/m ³)	349	263	226
Eau	136	169	181
Superplastifiant "Sikafluid" (kg/m ³)	4,5	0	0
Densité (kg/m ³)	2322	2278	2252
Propriétés mécaniques des bétons			
Résistance moyenne testée en compression simple à 28 jours (MPa)	57 ^(*)	28,57	21 ^(*)
Affaissement moyen mesuré au cône d'Abrams (cm)	7	6,9	14
Volume d'air occlus mesuré dans le béton frais (par l'aéromètre) (l/m ³)	41	34	50,5
Porosité accessible à l'eau des échantillons préparés sur la surface latérale par mortier (%)	6,5	10,7	11,9
Rapport E/C	0,4	0,64	0,8
Volume de la pâte de ciment V _p (m ³ / m ³)	0,250	0,252	0,248

Tableau 2-11 : Formulation et propriétés mécaniques des bétons EC04, R30A7 et EC08
(*) Valeurs calculées (cf. 2.1.3.2)

Pour le béton EC08, la quantité d'eau dans sa formulation est assez importante, son affaissement au cône d'Abrams est de 14 cm, donc la mise en place du béton frais dans les moules a été effectuée par simple piquage afin d'éviter le phénomène de ségrégation. Les autres éléments de la procédure de fabrication, d'usinage et de conservation du béton EC08 sont similaires à ceux du béton de référence R30A7 sec.

La Figure 2-19 présente les échantillons des bétons EC08, R30A7, EC04 après préparation de la surface latérale. Il est visible que les bulles d'air sur la surface latérale des échantillons ont été bouchées par le mortier SIKATOP-SF-126 et les granulats coupés sont répartis sur la surface des échantillons. Le phénomène de ségrégation n'est pas apparu, la procédure de fabrication et d'usinage des échantillons établie pour les bétons EC08, EC04 est donc satisfaisante.

Le Tableau 2-12 présente les résultats de mesures de l'air occlus dans les bétons frais EC04, EC08.

La porosité des bétons EC04 et EC08 a été mesurée selon le même mode opératoire que pour le béton R30A7 (partie 2.1.1.5). Les différentes mesures et les résultats de calcul de la porosité η accessible à l'eau ainsi que la masse volumique apparente sèche ρ_d des échantillons préparés avec mortier des bétons EC04, EC08 sont présentés dans le Tableau 2-13. Les porosités moyennes des bétons EC04, R30A7 et EC08 sont de 6,5%, 10,7% et 11,9% respectivement. Il est attendu que le béton avec le rapport E/C plus grand est plus poreux, le résultat de ces mesures est donc raisonnable.



Figure 2-19 : Echantillon des bétons EC08, R30A7, EC04 (dimension 7x14 cm) après préparation de la surface latérale

Gâchées de béton (9 litres/ gâchée)	Air occlus mesuré à l'aide de l'aéromètre (%)	
	EC04	EC08
Béton		
Première gâchée	4,1	4,9
Deuxième gâchée	4,1	5,1
Air d'occlus moyen (%)	4,1	5,0

Tableau 2-12 : Résultats de mesures de l'air d'occlus des bétons frais EC04 et EC08 à l'aide de l'aéromètre

Béton	EC04		EC08		
	AM2-7	AM2-9	AM1-5	AM1-7	AM1-8
Echantillon					
Etat de surface latérale	préparé	préparé	préparé	préparé	préparé
Masse de l'échantillon saturé mesurée dans l'eau M_{eau} (g)	730,4	726,8	711,0	705,0	719,2
Masse de l'échantillon saturé mesurée dans l'air libre M_{air} (g)	1276,5	1266,8	1243,9	1228,9	1252,6
Masse de l'échantillon sèche mesurée M_{sec} (g)	1239,7	1232,6	1218,0	1166,0	1190,2
Masse volumique ρ_d (kg/m^3)	2270	2283	2214	2225	2231
Porosité η (%)	6,7	6,3	12,0	12,0	11,7
Masse vol. moyenne (kg/m^3)	2277		2224		
Porosité moyenne (%)	6,5		11,9		

Tableau 2-13 : Mesures de la masse volumique apparente et de la porosité des échantillons des bétons EC04, EC08

2.1.3 Effet d'âge des bétons étudiés

Après confection et conservation dans l'eau pendant une durée de 3 mois à 4 mois, les échantillons du béton de référence R30A7 sont ensuite conservés selon des conditions

différentes dépendant du degré de saturation souhaité ; ceux des bétons modifiés (EC04 et EC08) sont puis conservés dans l'étuve à 50°C. Les essais triaxiaux présentés dans cette étude ont été effectués sur des échantillons âgés de 6 à 10 mois. La durée de conservation dans l'étuve avant l'essai est de 3 à 6 mois pour les échantillons du béton de référence R30A7 et est de 3 à 5 mois pour les échantillons des bétons modifiés. Tous les essais n'ayant pas été réalisés pour un âge identique, il est important de quantifier l'effet de ce paramètre.

2.1.3.1 Effet d'âge du béton de référence R30A7

Les résultats de l'étude de l'effet de l'âge du béton R30A7 sur sa résistance en compression simple sont présentés dans le Tableau 2-14 pour les différentes conditions de conservation (dans l'eau, dans l'étuve et à l'air ambiant).

Les essais de compression simple sur les échantillons du bloc A0 (A0-1, A0-2, A0-2, A0-8, A0-9) et du bloc AS (AS1-3, AS1-4) sont réalisés pour le but de caractérisation du comportement du béton. Ces essais sont pilotés à déplacement imposé, le vérin est déplacé avec une vitesse imposée jusqu'à la rupture de l'échantillon. Les essais sont effectués avec une vitesse de déplacement du vérin de l'ordre de 1,3 µm/s, ce qui donne une vitesse de déformation constante de l'ordre de $9 \cdot 10^{-6}$ /s. Certaines courbes de comportement de ces échantillons seront présentées dans le chapitre 4. Les autres essais sont réalisés pendant la phase de mise au point, nous nous sommes seulement intéressé à la contrainte à la rupture du béton en compression simple, les échantillons n'ont donc pas été instrumentés avec des jauges de déformation et des capteurs LVDT. La taille de certains échantillons conservés à l'air ambiant est plus grosse que celles des autres. Ces essais sont par ailleurs pilotés par la vitesse de chargement constante qui est de l'ordre de 0,5 MPa/s.

Afin d'estimer l'effet d'âge du béton R30A7, nous faisons ici une hypothèse que l'effet de taille d'échantillon et celui de vitesse de chargement entre les essais effectués soient faible et négligeable.

La Figure 2-20 présente l'évolution de la résistance en compression simple des échantillons de béton en fonction de la durée de conservation dans l'eau. La loi d'évolution de cette résistance peut-être établie selon le modèle CEB-FIP 1990 [COM 93]:

$$f_{cj} = e^{C(1-\sqrt{\frac{28}{j}})} f_{c28} \quad (2-5)$$

où le coefficient C, dépendant du type de ciment, est identifié grâce aux résultats expérimentaux ($C = 0,141$) ; j est l'âge du béton conservé dans l'eau; f_{c28} est la résistance en compression simple à l'âge de 28 jours.

Cette loi d'évolution montre une bonne cohérence avec les résultats expérimentaux (Figure 2-20). Elle permet de calculer la résistance du béton R30A7 conservé dans l'eau en fonction de son âge. Notons que la variation de la résistance en compression simple du béton R30A7 conservé dans l'eau est très faible au delà de 60 jours. En particulier, selon

cette loi, la variation entre la résistance du béton entre l'âge de 6 et 10 mois (l'âge du béton minimum pour les essais triaxiaux) est inférieure à 1,3%. Une telle variation n'étant pas significative par rapport à la variabilité intrinsèque du matériau béton, dans la suite de cette étude, nous négligeons l'effet de l'âge pour les essais sur le béton saturé. Nous considérons que les résultats d'essais caractérisent un béton saturé à l'âge moyen $j = 240$ jours (8 mois).

Condition de conservation	Echantillon	Dimension D(cm) x H(cm)	Conser. dans l'eau (j)	Conser. dans l'étuve (j)	Conser. dans l'air (j)	Age du béton (j)	σ (MPa)
Béton R30A7 conservé dans un milieu humide (échantillons: 1, 2, 3, 4) ou dans l'eau (5, A6-91, A0-2, A0-3)	1	11 x 22	25			25	28
	2	11 x 22	25			25	28
	3	11 x 22	28			28	29
	4	16 x 32	30			30	29
	5	7 x 14	70			70	30
	A6-91	7 x 14	210			210	30
	A0-2	7 x 14	293			293	32
	A0-3	7 x 14	293			293	32
Béton conservé dans l'eau (103j) et puis à l'air ambiant ($T_{moy}=20^{\circ}C \pm 5$; $Hd=50\% \pm 5$)	AS1_3	11 x 21	103	-	60	163	34
	AS1_4	11 x 21	103	-	60	163	33
	A5_64	7 x 14	103		155	258	38
	6	16 x 32	103	-	186	289	41
	7	16 x 31	103	-	186	289	40
	8	7x 14	103	-	190	293	38
Béton conservé dans l'eau (103j) et puis dans l'étuve ($T=50^{\circ}C$; $Hd=8\%$)	A0-8	7x 14	103	92	-	195	42
	A0-1	7 x 14	103	187	-	290	48
	A0-9	7 x 14	103	187	-	290	45

Tableau 2-14 : Récapitulatif des essais de compression simple effectués sur le béton R30A7 pour différents âges et conditions de conservation

La Figure 2-21 présente l'évolution de la résistance en compression simple d'échantillons stockés dans l'eau pendant 103 jours, puis conservés selon différentes conditions. Cette figure montre que la variation de résistance avec l'âge du béton est fortement liée aux conditions de conservations thermo-hygrométriques. Après 103 jours de conservation dans l'eau et puis 187 jours selon des conditions différentes, la résistance d'un échantillon de béton R30A7 augmente de 52% s'il est conservé dans l'étuve, de 29% s'il est laissé à l'air ambiant et de seulement 2% s'il est maintenu dans l'eau.

Le dernier phénomène peut s'expliquer par les effets induits du processus de séchage du béton avant essai (cf. 1.2.1). Ce résultat est similaire à ceux obtenus sur le béton et le mortier rencontrés dans la littérature [Burlion 2005], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾.

Les effets induits du processus de séchage (l'effet de la succion capillaire des bétons secs et humides, l'effet du confinement latéral au cœur des bétons secs et humides) et l'effet

d'amplification sur la propagation et l'ouverture de microfissures due au chargement mécanique axial des bétons saturés permettent d'expliquer l'augmentation de la résistance du béton lors du séchage (dans l'étuve et à l'air ambiant) par rapport au cas où le béton est maintenu dans l'eau.

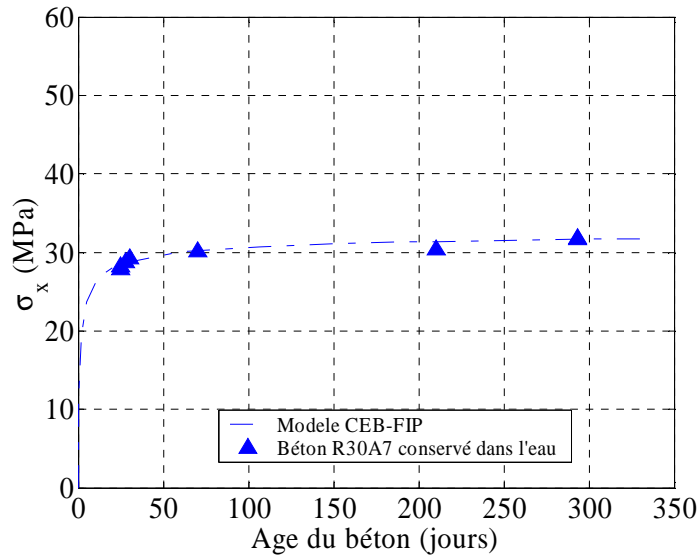


Figure 2-20 : Evolution en fonction de l'âge de la résistance en compression simple des échantillons de béton R30A7 conservés dans l'eau

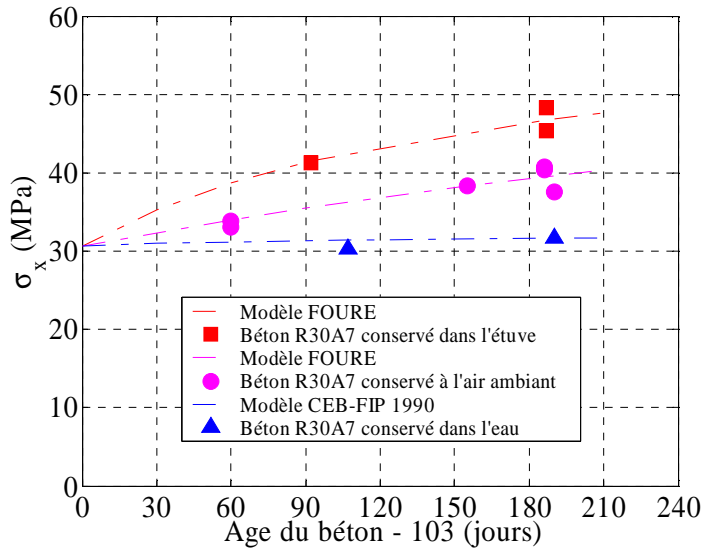


Figure 2-21 : Evolution en fonction de l'âge de la résistance en compression simple des échantillons de béton initialement stockés dans l'eau pendant 103 jours selon les conditions de conservation ultérieures (l'étuve à 50°C, l'air ambiant, l'eau)

L'évolution de la résistance de béton, en fonction du type de ciment et de la condition thermo-hygrométrique, peut être estimée grâce à une expression analytique hyperbolique proposée par B. Fouré [Fouré 85] :

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \quad (2-6)$$

Où : a, b sont des coefficients identifiés avec les données expérimentales ; j est l'âge du béton.

Comme les bétons étudiés sont conservés dans des conditions différentes, j'ajoute dans l'expression ci-dessus une grandeur supplémentaire f_{ck} qui est la contrainte à la rupture en compression simple d'un échantillon conservé dans l'eau pendant k jours. L'évolution de la résistance ($f_{c(k+i)}$) avec l'âge (k+i) des échantillons conservés dans l'étuve et à l'air ambiant après une première période de conservation dans l'eau (k-jours) est donc approximée par l'expression suivante :

$$f_{c(k+i)} = f_{ck} + \frac{i}{a + bi} \quad (2-7)$$

La valeur f_{ck} peut être estimée grâce à la loi d'évolution précédemment identifiée (2-5). Le Tableau 2-15 présente les valeurs des paramètres identifiés pour une conservation dans l'étuve et à l'air ambiant.

Condition de conservation	f_{c103} (MPa)	a	b
Etuve (T=50°C; Hd=8%)	30,7	5,534	0,033
Air ambiant (T _m =20°C; Hd _m =8%)	30,7	16,667	0,024

Tableau 2-15: Coefficients des lois d'évolution de la résistance en compression simple des échantillons de béton R30A7 initialement stockés dans l'eau pendant 103 jours pour différentes conditions de conservation.

Les lignes discontinues tracées sur la Figure 2-21 présentent les lois d'évolution ainsi identifiées. Nous pouvons observer une bonne cohérence entre les lois d'évolution proposées et les résultats expérimentaux.

Les échantillons humides, instrumentés avec les jauges, testés par les essais triaxiaux, ont les degrés de saturation entre 85% et 50%. Ils ont été préalablement conservés dans l'eau pour une durée moyenne de 8 mois et ensuite conservés dans l'air ambiant (T= 20°C ± 5; HR= 50% ± 5) pour une durée i entre 1 jour et 15 jours. D'après l'équation (2-7), la variation de la résistance du béton humide dans tels conditions est inférieure à 2,4%. Cette variation est inférieure à la dispersion des résultats des essais sur des échantillons d'âge identiques (variation de 7% entre les contraintes à la rupture des échantillons ayant le même âge de 186 jours). Compte tenu de ces éléments, nous pouvons négliger l'effet de la variation de l'âge du béton des échantillons humides testés par les essais triaxiaux dans cette étude.

Les échantillons considérés secs testés dans cette étude ont été conservés dans l'étuve à 50°C pour une durée de 3 à 6 mois. D'après l'équation (2-7), la variation de la résistance du béton sec dans telles conditions est inférieure à 12%. Cependant, les deux essais réalisés sur deux échantillons d'âge identique de 187 jours ont montré une dispersion des résultats de 7%. La variation de résistance due à l'âge (12%) n'est donc guère supérieure

par rapport à la variabilité intrinsèque du matériau béton (7%). Par ailleurs, les études expérimentales sur l'influence du rapport Eau/ Ciment (E/C) qui seront présentées dans le chapitre 5 montreront que la matrice cimentaire constituant du béton est progressivement endommagée sous l'effet de confinement pendant la phase hydrostatique. La matrice cimentaire du béton R30A7 perd sa cohésion lorsque la pression de confinement atteint un niveau entre 100 MPa et 200 MPa. Les résultats d'essais triaxiaux à fort confinement sont donc peu sensibles à l'effet d'âge qui influence seulement la résistance de la matrice cimentaire. Dans la suite, nous négligerons l'effet de l'âge du béton sur les résultats d'essais triaxiaux effectués sur le béton sec. Nous considérons que ces essais caractérisent un béton d'âge moyen de 240 jours après une durée de conservation dans l'étuve de 120 jours.

2.1.3.2 *Effet d'âge des bétons modifiés EC04 et EC08*

Les résultats d'essais de compression simple réalisés sur les échantillons de bétons modifiés à différents âges sont présentés dans le Tableau 2-16. Les courbes de comportement de certains échantillons sont présentées dans le chapitre 5.

Béton	Numérotation d'échantillon	Conservation		Age	Résistance à rupture (MPa)
		Eau (j)	Etuve 50°C (j)		
E/C = 0,4 (EC04)	EC04-3	108	89	197	73
	EC04-9	108	191	299	81
E/C = 0,8 (EC08)	EC08-4	92	181	273	30
	EC08-6	92	277	369	36

Tableau 2-16 : Récapitulatif des essais de compression simple effectués sur les bétons EC04 et EC08 à différents âges

Afin d'estimer l'évolution de la résistance à rupture en compression simple des bétons EC04 et EC06 en fonction de l'âge, nous essayons d'identifier les paramètres de l'équation (2-7) précédemment présentée.

Nous n'avons pas de résultats expérimentaux de la résistance à rupture (f_{ck}) des échantillons EC04 et EC08 saturés. Nous estimons la résistance à rupture à 28 jours de ces bétons grâce à la formule de Bolomey (1935) :

$$\sigma_{28} = G' \sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (2-8)$$

où : σ'_c est la classe vraie du ciment à 28 jours (= 64,3 MPa), G' est le coefficient granulaire (= 0,44). Les valeurs σ'_c , G' sont identifiées pendant la mise au point de la formulation du béton de référence R30A7 (voir l'annexe 1).

Le même lot de ciment ayant été utilisé, nous supposons que l'évolution de la résistance des bétons EC04 et EC08 dans l'eau est équivalente à celle du béton EC06. Les valeurs f_{ck} des bétons EC04, EC08 sont donc estimées grâce à la loi d'évolution précédemment identifiée (2-5).

Le Tableau 2-17 présente les valeurs des paramètres identifiés pour l'évolution de la résistance à la rupture des échantillons de bétons modifiés EC04 et EC08.

Béton	k (jours)	f_{c28} (MPa)	f_{ck} (MPa)	a	b
EC04	108	57	61	2,868	0,026
EC08	92	21	22	21,632	-0,010

Tableau 2-17 : Coefficients estimées de la loi d'évolution de la résistance en compression simple des échantillons des bétons EC04, EC08 stockés dans l'eau pendant k jours.

La Figure 2-21 présente l'évolution de la résistance en compression simple d'échantillons stockés dans l'eau pendant 103 jours, puis conservés selon différentes conditions. Les lignes discontinues tracées sur cette figure présentent les lois d'évolution identifiées.

Les échantillons des bétons modifiés testés par les essais triaxiaux dans cette étude ont été conservés dans l'étuve à 50°C pour une durée de 3 à 5 mois avant l'essai. Selon la loi d'évolution de la résistance précédemment identifiée, la variation de la résistance des bétons EC04 et EC08 dans telles conditions est inférieure respectivement à 7 et 12%. Cette variation est comparable à celle rencontrée pour le béton sec R30A7 (ou EC06). Comme l'analyse effectuée au paragraphe 2.1.3.1, une telle variation due à l'âge (7 et 12%) n'est donc guère supérieure par rapport à la variabilité intrinsèque du matériau béton (7% pour le béton sec R30A7). En plus, les résultats d'essais triaxiaux aux niveaux de confinement importants sont peu sensibles à l'effet d'âge. Dans la suite, nous négligerons l'effet de l'âge des bétons modifiés EC04, EC08 sur les résultats d'essais triaxiaux. Nous considérons que ces essais caractérisent un béton d'âge moyen de 240 jours après une durée de conservation dans l'étuve de 120 jours.

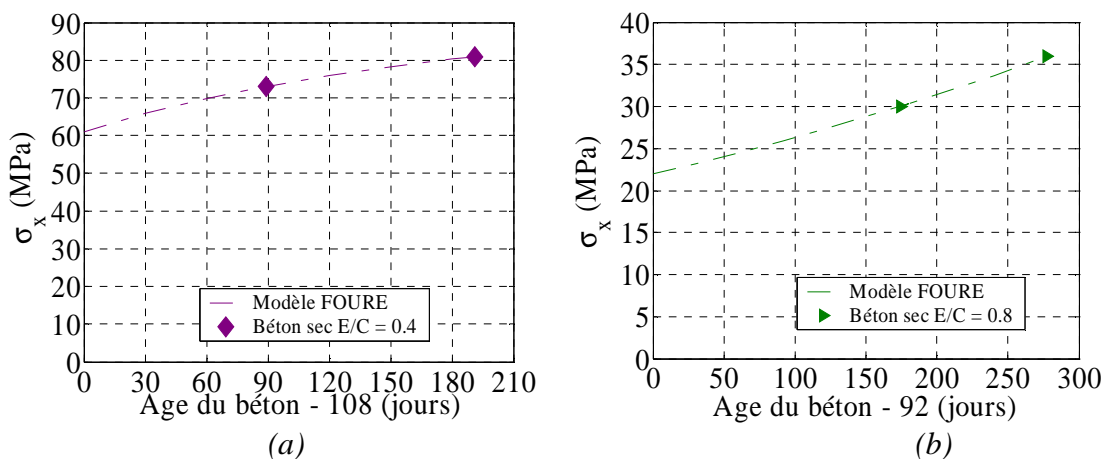


Figure 2-22 : Evolution de la contrainte à la rupture en compression simple des échantillons en fonction de l'âge des bétons modifiés. Stockage dans l'eau pendant k jours et puis dans l'étuve à 50°C

(a) Béton EC04 (E/C = 0,4) ; k = 108 jours

(b) Béton EC08 (E/C = 0,8) ; k = 92 jours

2.2 Essais de compression simple sur les bétons étudiés

Le presse GIGA, présentée dans la partie 2.3.1, permet de caractériser le comportement triaxial du béton sous fortes contraintes, son capteur de force axial de très grande capacité (13 MN) ne permet pas de caractériser de manière précise le comportement du béton en compression simple. Ce dernier a été étudié grâce à la presse Schenck du laboratoire 3S-R.

2.2.1 Description générale de la presse Schenck

La presse Schenck est une presse servohydraulique Schenck Hydropuls d'une capacité de 1 MN entièrement asservie de manière hydraulique, capable de développer des déplacement du vérin axial avec une vitesse inférieure à 20 mm/s (Figure 2-23). Cette presse dispose d'un capteur de force très précis dont la gamme permet de couvrir l'intégralité des essais. La presse et le capteur de force positionné dans le plateau inférieur, ont été révisés et contrôlés au début de cette étude. Elle est par ailleurs équipée d'un capteur de déplacement implanté dans le vérin axial qui permet de contrôler le chargement pendant un essai.



Figure 2-23 : Vue d'ensemble de la presse Schenck

Les essais de compression simple sont en effet piloté à déplacement imposé. Le vérin axial est déplacé avec une vitesse imposée jusqu'à la rupture de l'échantillon ce qui permet de mieux appréhender la phase post-pic du comportement. Pour que les résultats de ces essais sur les échantillons de bétons étudiés (de diamètre 70 mm et hauteur 140 mm) soient comparables, ils ont tous été effectués avec une vitesse du déplacement du vérin axial identique de l'ordre de $1,3 \mu\text{m/s}$ soit une vitesse de déformation de l'ordre de $9.10^{-6}/\text{s}$.

Le système d'acquisition de la presse Schenck comporte 8 voies de mesures et permet d'enregistrer les données (capteur de force, capteurs de déplacement (LVDT), jauges de déformation...) à une fréquence d'échantillonnage de 6,5 Hz.

Pour les essais de compression simple, on utilise un dispositif de protection transparent (Figure 2-24). Pour le béton EC04, un tel dispositif est indispensable car de gros éclats peuvent partir avec une vitesse dangereuse pour les personnes et le matériel alentours.

Nous avons aussi fait usiner une rotule qui permet d'appliquer un chargement uniforme sur les faces d'appui de l'échantillon si celles-ci ne sont pas parfaitement parallèles (Figure 2-25). Lors d'un essai, la rotule est posée et centrée sur la surface d'appui supérieure de l'échantillon.



Figure 2-24 : Vue d'ensemble d'un essai de compression simple

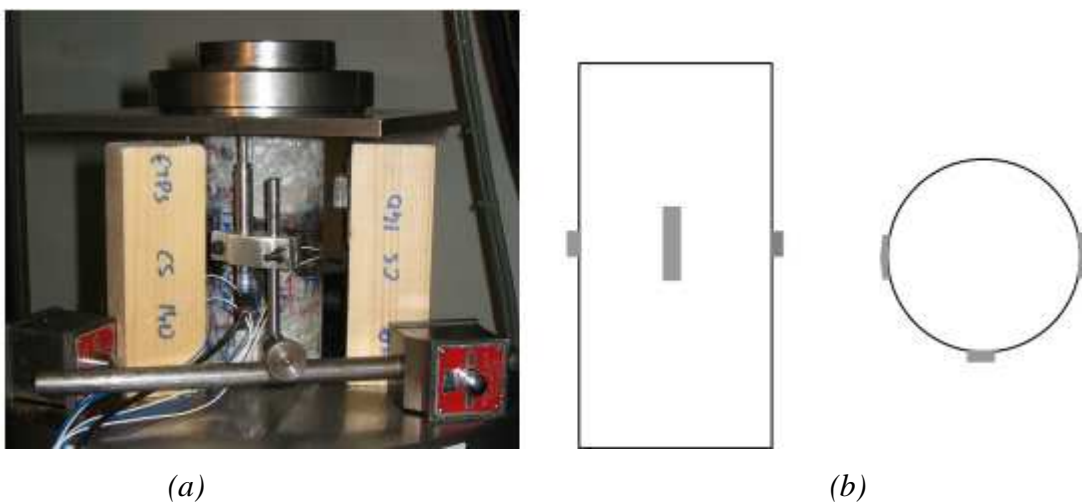


Figure 2-25 : (a) Échantillon instrumenté, centré sur le plateau de la presse Schenck, prêt à être testé en compression simple

(b) Schéma indiquant le positionnement des jauges sur l'échantillon

2.2.2 Mesures des déformations par LVDT et jauges

Les capteurs de déplacement LVDT (3 pour chaque essai) sont mis en place entre le plateau et la face inférieure de la plaque de la rotule (Figure 2-25a). Les pointes de mesure des trois LVDT sont mises sur trois points marqués qui se situent à équidistance de l'axe de l'échantillon. Ils mesurent les déplacements relatifs de la plaque de la rotule par rapport au plateau de la presse et donnent après traitement une mesure moyenne de la déformation axiale de l'échantillon.

L'échantillon est aussi instrumenté par des jauges d'extensométrie, placées selon les directions axiale et circonférentielle. Les jauges utilisées, du type N2A-06-10CBE-350 de la société Vishay Micro-measurements, de 28 mm de longueur permettent de mesurer de déformations à plus petite échelle. Le diamètre maximal des granulats dans les bétons EC04, R30A7, EC08 est de 8 mm, ce type de jauge est choisi pour pouvoir recouvrir plusieurs granulats de l'échantillon afin de donner une déformation représentative du comportement de béton. Pour chaque essai, l'échantillon est instrumenté par 2 jauges orthoradiales diamétralement opposées et par une jauge axiale (Figure 2-25b).

2.2.3 Préparation de l'échantillon

Les étapes de préparation d'un échantillon pour un essai de compression simple sont communes à tous les types de béton de cette étude.

Bouchage des zones de collage de jauges

Les échantillons de béton, prévus pour des essais de compression simple, nécessitent un bouchage au du mortier SIKATOP-SF-126 des porosités visibles des zones sur lesquelles les jauges sont collées. Cette étape est similaire à celle décrite dans le paragraphe 2.1.1.4.

Conservation de l'échantillon

La conservation des échantillons des bétons pour les essais de compression simple est similaire à celle des essais triaxiaux décrite au paragraphe 2.1.1.6.

Collage de jauges

La procédure de collage de jauges sur l'échantillon de béton nécessite une étude de mise au point et fera l'objet du paragraphe 2.3.4.

Câblage de jauges

Les monobrins 0,2 mm de diamètre sont utilisés pour la connection entre la jauge et les cosses relais (Figure 2-26). Les fils classiques souples de grande longueur (supérieur à 60 cm) sont ensuite soudés aux cosses relais. Ces fils sont câblés au système d'acquisition de la presse Schenck lorsque l'échantillon est posé sur le plateau de la presse en préparant un essai (Figure 2-25).

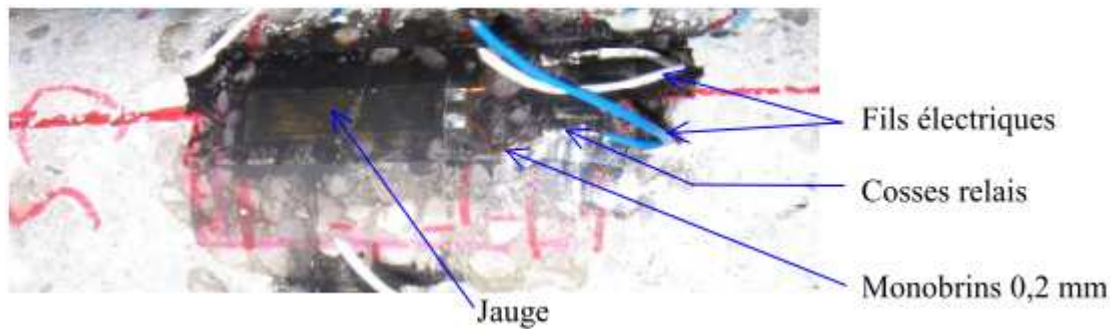


Figure 2-26 : Jauge et fils de connection sur l'échantillon préparé pour un essai

2.2.4 Traitement des résultats

Nous présentons dans ce paragraphe les traitements des résultats de deux types d'essais de compression simple réalisés dans cette étude : le premier type effectué sur l'échantillon instrumenté avec des jauges (deux jauges orthoradiales et une jauge axiale) et trois capteurs LVDT ; le deuxième type réalisé sur l'échantillon instrumenté avec seulement trois capteurs LVDT. Les essais de même type ont été traités de la même manière.

Afin de bien caractériser le comportement du béton, les échantillons de béton sont instrumentés de trois jauges (deux jauges orthoradiales, une jauge axiale) et de trois capteurs LVDT. Le traitement du résultat d'un essai de compression simple sur un échantillon de béton EC08 sec (EC08-4) instrumenté avec des jauges est présenté sur la Figure 2-27. Cette figure montre les signaux bruts mesurés par des jauges et des capteurs LVDT en fonction de la contrainte axiale de l'essai sur l'échantillon EC08-4. La courbe bleue représente la déformation axiale moyenne σ_x (LVDT) mesurée avec trois capteurs LVDT. La courbe rouge illustre la déformation axiale mesurée par une jauge axiale (JA). Les courbes noire et violette foncée représentent les déformations circonférentielles mesurées par deux jauges (JO1, JO2).

Les déformations axiales mesurées par la jauge et les LVDT sont très cohérentes entre 8 MPa et au-delà du pic de contrainte. Les déformations circonférentielles données par deux jauges orthoradiales sont très proches depuis le début de l'essai et jusqu'à 20 MPa. Cette cohérence indique que le chargement a été appliqué de manière uniforme sur les surfaces d'appui de l'échantillon. Ce dernier a été obtenu grâce à la procédure soignée d'usinage de l'échantillon d'une part et au bon centrage et au bon fonctionnement de la rotule placé au-dessus de l'échantillon d'autre part. Le petit décalage de la réponse des LVDT par rapport à celle de la jauge axiale dans la zone de départ correspond à la mise en contact des plateaux de la presse avec les surfaces d'appui de l'échantillon et aux déformations d'interface. La cohérence entre la déformation globale mesurée par les capteurs LVDT et la déformation locale mesurée par la jauge montre le caractère homogène de la déformation du béton.

Les déformations mesurées par les jauges orthoradiales, après une première partie cohérente jusqu'à 20 MPa, présentent ensuite une augmentation progressive d'écart jusqu'au pic de contrainte, puis une dérive importante après le pic. Cela indique la localisation de la déformation circonférentielle de l'échantillon. L'utilisation de deux

jauges diamétralement opposées donne une déformation orthoradiale moyenne fiable. Celle-ci est utilisée pour la détermination du coefficient de Poisson et de la déformation volumique de l'échantillon.

La réponse de la jauge axiale permet une bonne description de la première partie de la courbe contrainte-déformation axiale (phase élastique). Au-delà de 30 MPa après le pic de contrainte, une différence importante entre les réponses de la jauge et du LVDT est observée. Cela caractérise une localisation de la déformation dans la direction axiale de l'échantillon. Les capteurs LVDT permettent d'identifier le comportement post-pic moyen au delà de la localisation de la déformation. L'utilisation simultanée de la jauge axiale et des capteurs LVDT permettent donc de reconstituer pour chaque essai une courbe globale $\sigma_x = f(\epsilon_x)$. Les Figure 2-27c, d montrent la courbe ainsi obtenue pour cet essai. L'allure moyenne de cette courbe révèle que le béton possède une phase post-pic très longue et très adoucissante. Compte tenu du faible niveau de résistance du béton, ce résultat n'est pas surprenant.

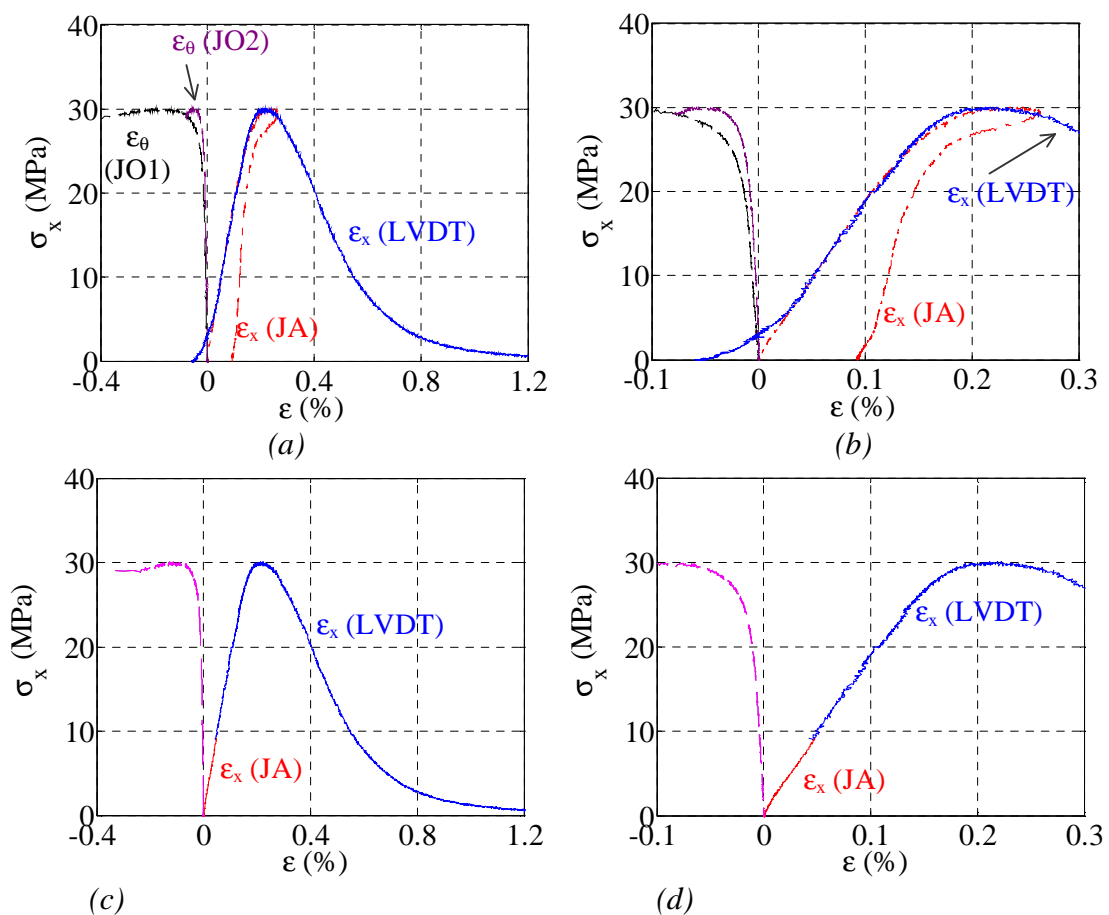


Figure 2-27 : Traitement des résultats de l'essai de compression simple sur l'éprouvette de béton EC08 sèche (EC08-4)

(a) Résultats bruts : courbes contrainte - déformations

(b) Résultats bruts : zoom de la figure (a)

(c) Résultats traités : courbes contrainte - déformations $\sigma_x = f(\epsilon_x)$.

(d) Résultats traités : zoom de la figure (c)

Les caractéristiques élastiques du béton identifiées à partir de cet essai et sa condition de conservation sont présentées dans le Tableau 2-18. Le module de Young et le coefficient du béton étudié (EC08) sont calculés à partir de la partie élastique (de 0 à 21 MPa) des courbes contrainte axiale-déformations (Figure 2-27 c, d).

Par ailleurs, afin d'étudier l'évolution de la résistance à la rupture en compression simple du béton en fonction de l'âge et de la condition de conservation, certains échantillons ne sont que instrumentés avec trois capteurs LVDT. Notons que les LVDT se situent à équidistance de l'axe de l'échantillon (cf. 2.2.2). Nous montrerons qu'il est possible de déterminer le module de Young du matériau avec ce type d'essai.

Echantillon	EC08-4	A0-2
Rapport E/C du béton	0,8	0,64
Conservation (jours – j) :		
- dans l'eau	92 j (eau) + 18	292 j (eau)
- dans l'étuve à 50°C	j (étuve)	
Contrainte à la rupture testée (σ_{max})	30 MPa	32 MPa
Module de Young (E)	19 GPa	25 GPa
Zone élastique pour le calcul du module de Young (E)	de 0 à 21 MPa	entre 6 et 25 MPa
Coefficient de Poisson (ν)	0,1	-
Zone élastique pour le calcul du module de Young et du coefficient de Poisson (ν)	de 0 à 21 MPa	-

Tableau 2-18 : Caractéristiques et conservation de l'échantillon de béton EC08-4 (avec jauges instrumentées) et de l'échantillon de béton R30A7 saturé A0-2 (sans jauges instrumentées).

La Figure 2-28 présente le résultat d'un essai sur un échantillon de béton R30A7 saturé (A0-2). Les Figure 2-28 a, b montrent que les déformations obtenues par trois capteurs LVDT sont pratiquement confondues. Cela confirme à nouveau que l'échantillon est subi un chargement uniforme pendant l'essai. Les Figure 2-28 c, d montrent la déformation moyenne obtenue par trois capteur LVDT en fonction de la contrainte axiale. On observe que l'allure de cette courbe est similaire à celle-ci de l'échantillon de béton EC08-4 présentée précédemment. La courbe contrainte-déformation axiale commence par une partie non-linéaire dans la zone de départ. Cette partie correspond, d'une part, à une faible déformation de l'échantillon et d'autre part à des déformations d'interface lors de la mise en contact des plateaux de la presse avec les surfaces d'appui de l'échantillon. La courbe montre ensuite une phase linéaire (entre 6 et 25 MPa), associée à un comportement élastique du matériau. Enfin elle présente une autre partie non-linéaire, associée à un endommagement progressif du matériau jusqu'à la rupture totale lorsque la déformation axiale augmente. Dans l'essai sur l'échantillon A0-2, le module de Young du matériau étudié est déterminé à partir de la partie linéaire (de 6 à 25 MPa) de la courbe contrainte axiale-déformation axiale (Figure 2-28c, d). Sur ces dernières figures, la ligne rouge discontinue est déduite à partir de la valeur du module de Young. Les caractéristiques du béton R30A7 saturé identifiées à partir de cet essai et sa condition de conservation sont aussi présentées dans le Tableau 2-18.

Les autres essais de compression simple sur des échantillons de béton R30A7 avec les degrés de saturation différents ainsi que sur ceux des bétons modifiés seront présentés dans les chapitres 4 et 5.

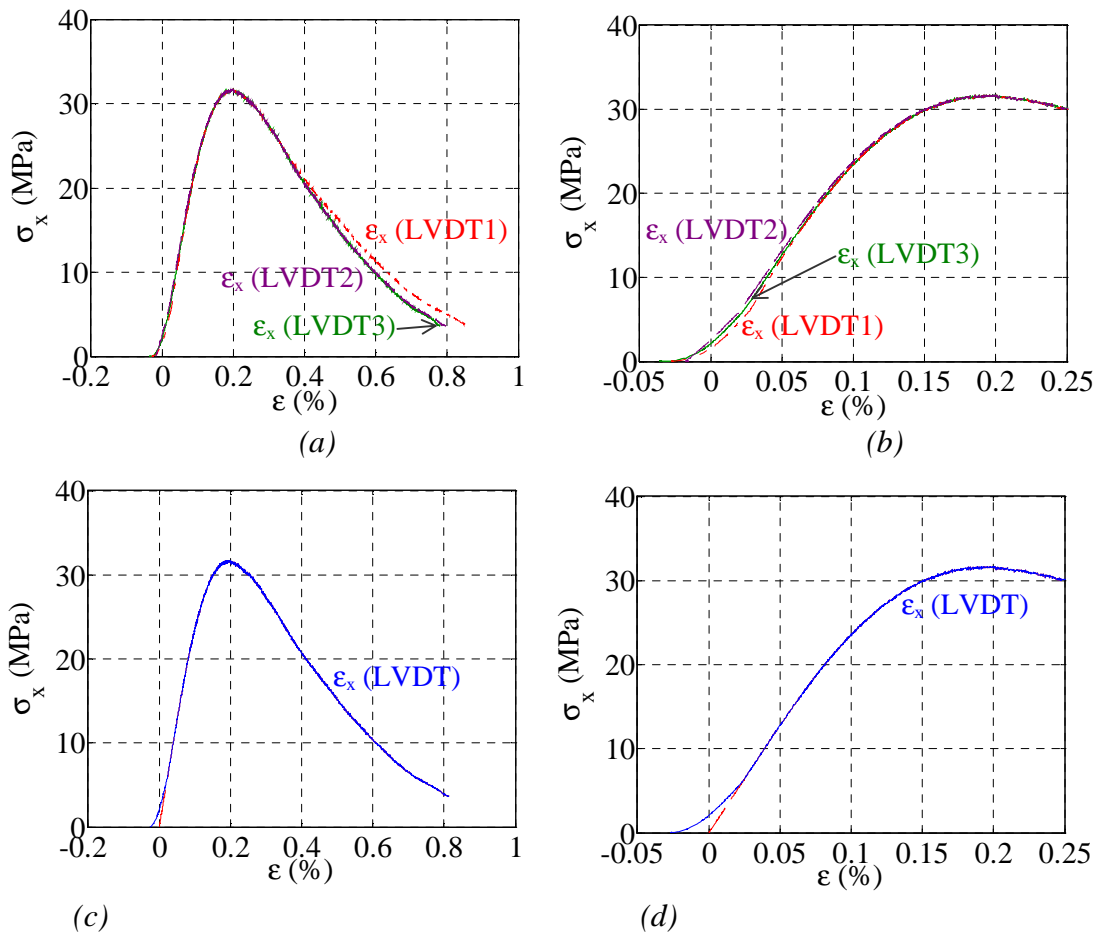


Figure 2-28 : Traitement des résultats de l'essai de compression simple sur l'éprouvette saturée (A0-2)

- (a) Résultats bruts : courbes contrainte - déformations
- (b) Résultats bruts : zoom de la figure (a)
- (c) Résultats traités : courbes contrainte - déformations
- (d) Résultats traités : zoom de la figure (c)

2.3 Mise au point des essais triaxiaux

Les essais triaxiaux sous fort confinement réalisés avec la presse GIGA ont nécessité une mise au point particulière du fait du caractère poreux inhérents des bétons étudiés. La porosité macroscopique du béton, majoritairement due à l'air occlus [Yaman 2002], a été la cause des principaux problèmes. La présence de bulles d'air résiduelles lors du coulage de béton conduit à la présence de pores responsables de la perforation systématique des membranes d'étanchéité. Cette partie présente la presse GIGA, les trajets de chargements étudiés, les capteurs et chaîne de mesures, le collage de jauges, la mise au point de la membrane de protection et du dispositif de protection des jauges. Nous terminerons par

une description de la préparation des échantillons de béton humides et saturés pour des essais à fort confinement.

2.3.1 Description générale de la presse GIGA

Les essais à fort confinement ont été effectués grâce à une presse triaxiale de grande capacité (Figure 2-29a), nommée presse GIGA, commandée par la DGA et spécialement conçue pour cette étude par la société THIOT Ingénierie [Thiot 2004]. Cette presse permet de solliciter des éprouvettes de béton cylindriques de 7 cm de diamètre et 14 cm de hauteur jusqu'à une pression de confinement de 0,85 GPa et une contrainte axiale de 2,3 GPa (Figure 2-29b). La taille importante des échantillons au regard des contraintes atteintes permet de tester des échantillons dont la taille du plus gros granulat peut atteindre 8mm (Figure 2-29c). L'asservissement entre la pression de confinement et l'effort axial permet cinq trajets de chargement : hydrostatique, triaxial, proportionnel, extension et œdométrique.

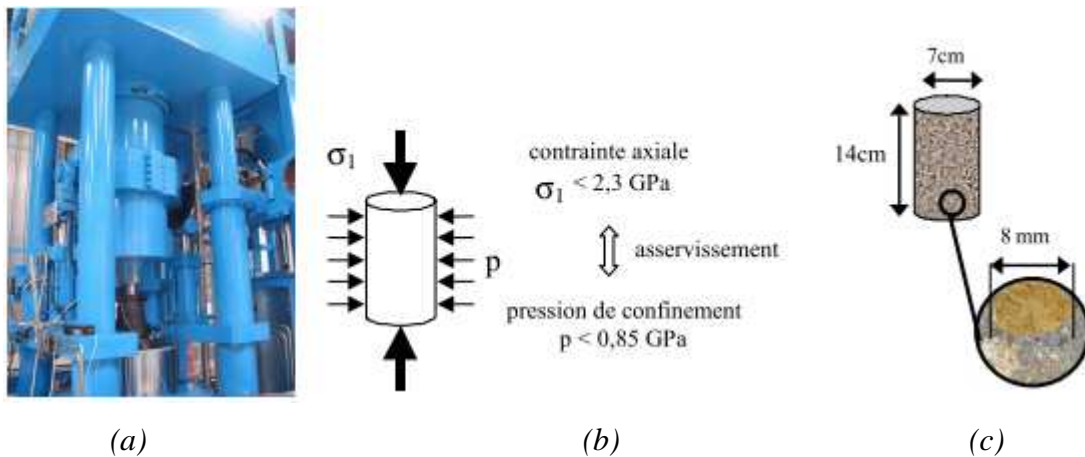


Figure 2-29 : (a) Vue générale de la presse GIGA ; Principales spécificités de GIGA en termes de sollicitations (b) et de taille d'échantillon (c)

La Figure 2-30 montre les principaux organes de la presse (a) et une coupe de la cellule de confinement dans laquelle est positionné l'échantillon de béton (b). Le fluide de confinement, le di-2-ethylhexyl azelate (DOZ), est un composant organique non-volatile, inerte et peu compressible. Il est soumis au sein de la cellule à une pression maximale de 850 MPa, par l'intermédiaire d'un système de vérin multiplicateur. Le vérin multiplicateur est sollicité en pression par un circuit hydraulique primaire jusqu'à 25 MPa et son rapport de sections de 40 permet d'obtenir à l'intérieur de la cellule une pression 40 fois supérieure à celle du circuit primaire soit jusqu'à environ 1 GPa (= 25 MPa x 40). La différence entre la capacité maximale de la presse et les pressions maximales atteintes lors des essais (650 MPa) vient d'une part d'une limitation de la capacité nominale à 850 MPa pour des questions de sécurité, d'autre part de la mise en butée du vérin multiplicateur, du fait de la compressibilité du fluide de confinement avant d'avoir atteint la capacité maximale de la presse. Des corps morts en acier, conçus par le concepteur de la machine GIGA, qui peuvent être mis autour de l'échantillon dans l'équipage de mobile (Figure 2-31a, b, c) afin de limiter le volume du fluide de

confinement à l'intérieur de la cellule permettent d'augmenter le niveau maximal de la pression de confinement. Lors des essais sur béton, ces corps morts ont été inutilisables du fait de la présence d'une membrane assez épaisse de protection autour de l'échantillon, indispensable à la réussite des essais. L'absence de corps morts lors des essais conduit à une diminution du niveau maximal de la pression de confinement à 650 MPa.

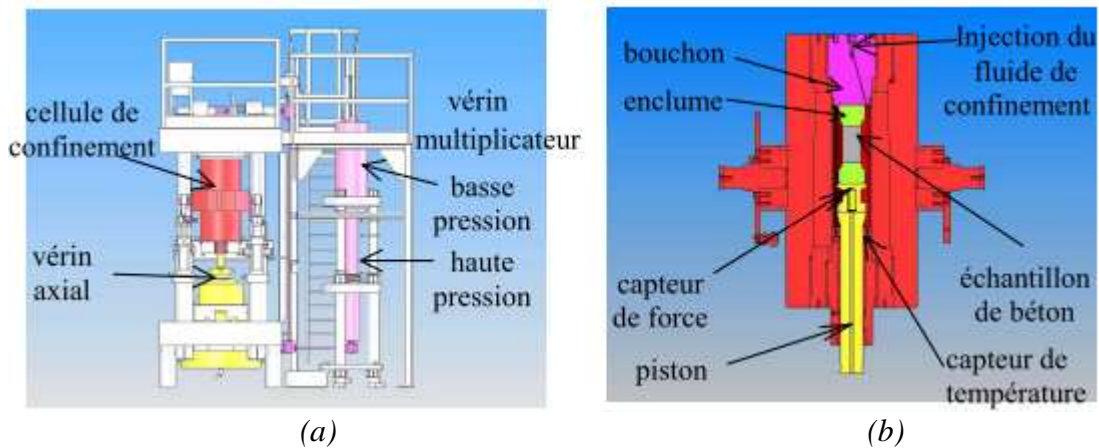


Figure 2-30 : (a) Principaux organes de la presse GIGA
(b) Vue en coupe de la cellule de confinement

L'effort axial est généré par le biais d'un vérin axial de 13 MN situé sous la cellule. Cet effort est transmis à l'échantillon par un piston passant au travers de la cellule. Les pompes du circuit primaire assurent le déplacement du vérin axial.

L'éprouvette de béton, entourée d'une membrane d'étanchéité au fluide de confinement, est positionnée entre deux enclumes en carbure de tungstène. Elle est mise en place à l'intérieur de l'enceinte par l'intermédiaire d'un équipage mobile, présenté sur la Figure 2-31, permettant notamment de centrer l'éprouvette et de fixer le capteur de déplacement axial de type LVDT ("Linear Variable Differential Transformers"). Le fonctionnement de ce capteur avec d'autres sera présenté dans le paragraphe 2.3.3.

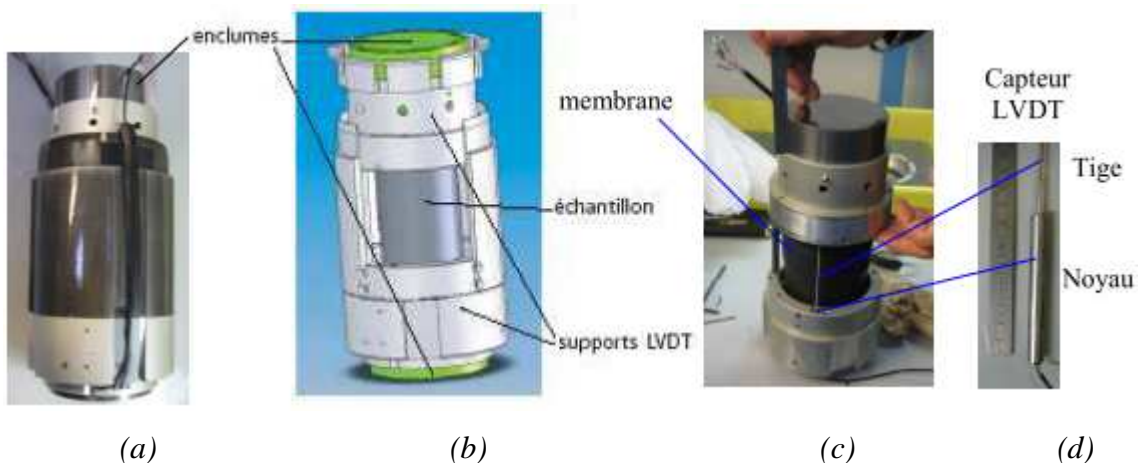


Figure 2-31 : Equipage mobile (a, b, c); Capteur LVDT (d)

2.3.2 Trajets de chargement étudiés : hydrostatique et triaxial

La presse GIGA est biaxiale de révolution. L'échantillon est sollicité d'une part de façon hydrostatique et d'autre part selon son axe. La pression de confinement dans la cellule de la presse se pilote en vitesse de montée en pression, alors que le vérin axial se pilote en vitesse de déplacement. Parmi cinq types de trajets de chargement possibles de la presse, les essais hydrostatiques et triaxiaux ont été choisis pour cette étude. Ils sont présentés sur la Figure 2-32. L'étude d'influence du trajet de chargement sur le comportement du béton est l'objet d'une autre thèse [Gabet 2006] réalisée en parallèle.

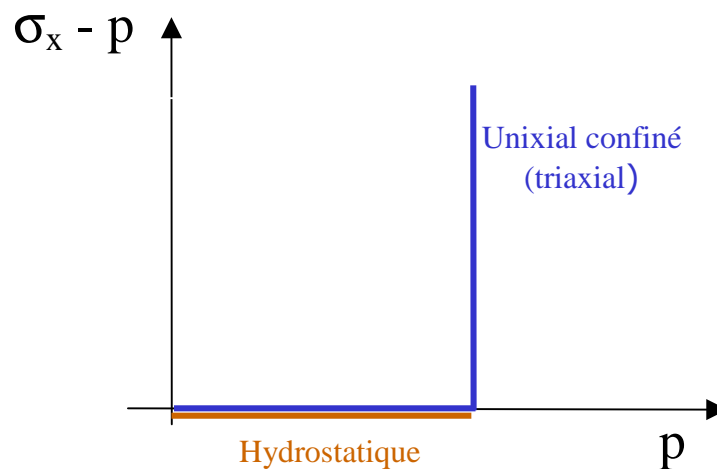


Figure 2-32 : Trajets de chargement: hydrostatique et triaxial (uniaxial confiné)

Le chargement hydrostatique consiste à générer une pression de confinement autour de l'échantillon qui est positionnée entre deux enclumes et entourée d'une membrane d'étanchéité au fluide de confinement (Figure 2-31b, c). La pression est appliquée d'une façon linéaire avec le temps ou avec des paliers. La vitesse maximale de montée de pression est de 100 MPa/minute, soit de 1,67 MPa/s.

Dans cette étude, les essais hydrostatiques sont uniquement effectués sur le polycarbonate et le carbure de tungstène pour la validation de la procédure expérimentale. Ces essais sont tous pilotés à une vitesse de montée de pression identique (1,67 MPa/s). La phase de décharge est symétrique par rapport à la phase de charge.

Le chargement triaxial se conduit en deux phases : hydrostatique et déviatoire. Pendant la phase hydrostatique, l'échantillon est sollicité jusqu'à la pression souhaitée, définie par l'utilisateur. La phase déviatoire est ensuite conduite en imposant une vitesse de déplacement constante du vérin principal axial et en maintenant la pression de confinement constante.

Pour que les résultats des essais triaxiaux sur les échantillons de bétons étudiés soient comparables, ils sont tous été réalisés avec une vitesse de montée de pression identique (1,67 MPa/s) et celle de déplacement du vérin principal constante (20 $\mu\text{m/s}$ soit une

vitesse de déformation pour l'échantillon de l'ordre de $0,14 \cdot 10^{-3}/s$). La phase de décharge est symétrique par rapport à la phase de charge.

Le chargement triaxial permet d'étudier le comportement triaxial du béton sous fort confinement (jusqu'à 650 MPa) et forte contrainte axiale (jusqu'à 2,3 GPa), ce qui n'a jamais été atteint par des recherches similaires d'après la littérature.

2.3.3 Capteurs et chaîne de mesures

La presse est équipée de plusieurs capteurs directement implantés dans la machine. Deux capteurs de pressions, installés respectivement à l'entrée de la cellule de confinement et en sortie du vérin multiplicateur, permettent de déterminer la pression dans l'enceinte et les pertes de charge dans le circuit hydraulique de haute pression. Un capteur de force est positionné entre l'enclume inférieure et le piston (Figure 2-30b). Il permet de mesurer la contrainte axiale déviatoire sur l'échantillon après soustraction de la pression de confinement. Un capteur de déplacement du vérin axial permet de contrôler le chargement de l'échantillon pendant un essai.

Un capteur de température a été récemment intégré à l'entrée de la cellule, à côté du piston axial (Figure 2-30b). Il permet de mesurer la température moyenne du fluide de confinement dans la cellule pendant un essai. L'influence de la température sur la mesure de jauges sera présentée dans le chapitre 3.

Un capteur de déplacement LVDT est monté sur l'équipage mobile. Il mesure le déplacement relatif de l'enclume supérieure par rapport à l'enclume inférieure et donne après traitement une mesure de la déformation axiale moyenne de l'échantillon.

L'échantillon est par ailleurs instrumenté par des jauges d'extensométrie, placées selon les directions axiale et circonférentielle. Les jauges permettent d'obtenir une mesure locale de la déformation de l'échantillon. Le caractère poreux du béton nécessite l'utilisation d'une membrane assez épaisse autour de l'échantillon, ce qui rend difficile l'utilisation d'autres moyens de mesure, comme un capteur de déformation orthoradiale, en raison de la taille limitée de l'équipage mobile (Figure 2-31a, b, c). La mesure des déformations orthoradiales par jauges est donc indispensable. La mesure des jauges circonférentielles, axiales et du LVDT permet d'évaluer la cohérence des signaux et le caractère homogène de la déformation des échantillons. Le positionnement du capteur LVDT et des jauges sur l'échantillon est présenté sur la Figure 2-33.

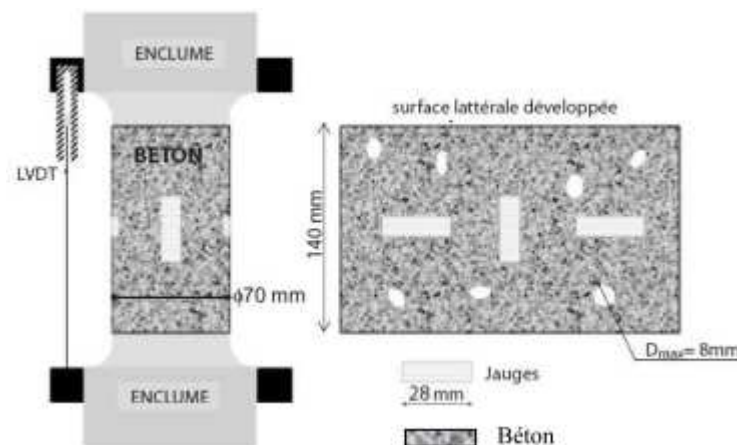


Figure 2-33 : Positionnement du LVDT et des jauges sur l'échantillon

2.3.4 Collage de jauges

La procédure de collage de jauges décrite ci-dessous est commune à tous les essais réalisés dans cette étude.

Le positionnement des jauges sur l'échantillon commence par le traçage de lignes verticales et circonférentielles au milieu de l'échantillon. L'échantillon est d'abord posé sur un marbre. Les lignes verticales sont ensuite tracées grâce à une équerre elle-même posée sur le marbre. Les lignes circonférentielles sont tracées à l'aide à une feuille de papier de format A4 refermée sur elle-même autour de l'échantillon en assurant une parfaite superposition des bords de la feuille. Les modes d'obtention de ces lignes directrices sont présentés sur la Figure 2-34a.

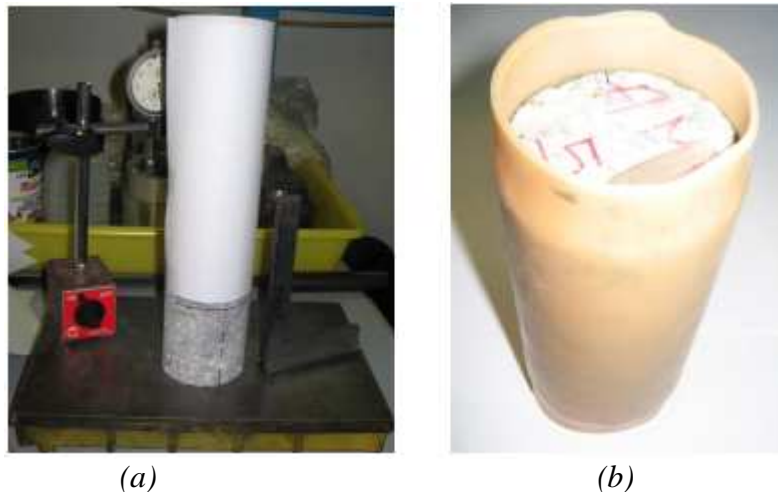


Figure 2-34 : (a) Tracé des lignes de collage de jauges
(b) Maintien d'une pression uniforme sur les jauges durant le temps de prise de la colle GA2 à l'aide d'une membrane de latex (épaisseur 2 mm)

Les jauges et les cosses relais sont ensuite mises en place sur l'échantillon grâce à du scotch . La colle de types GA-2 de la société Vishay Micro-measurements est utilisée pour le collage des jauges et des cosses relais sur l'échantillon. Cette colle est spécialement adaptée aux collages sur béton. Cette colle permet de mesurer des déformations de l'échantillon jusqu'à 15% ce qui correspond à des déformations mesurables par la jauge utilisée pour l'instrumentation des échantillons testés en compression triaxiale (cf. 2.3.6). Les étapes suivantes du collage de jauges sont similaires à la procédure d'emploi de la colle GA2. J'ai ajouté à cette procédure un élément supplémentaire : juste après avoir placé les jauges sur l'échantillon avec la colle GA2 à l'état frais, une membrane intacte de latex de 6,7 cm de diamètre et de 2 mm d'épaisseur est placée autour de l'échantillon. Celle-ci permet d'une part de répartir la colle fraîche en très mince couche sur toute la zone de collage et d'autre part de maintenir une pression uniforme sur les jauges durant le temps de prise de la colle (Figure 2-34b). Cette technique peut obtenir une épaisseur de colle très fine. Il est ainsi possible d'observer les granulats au travers des jauges (Figure 2-35a, b). Il est important que la couche de la colle GA2 à l'interface entre la jauge et l'échantillon soit très mince pour que la réponse de la jauge représente bien la déformation du béton.

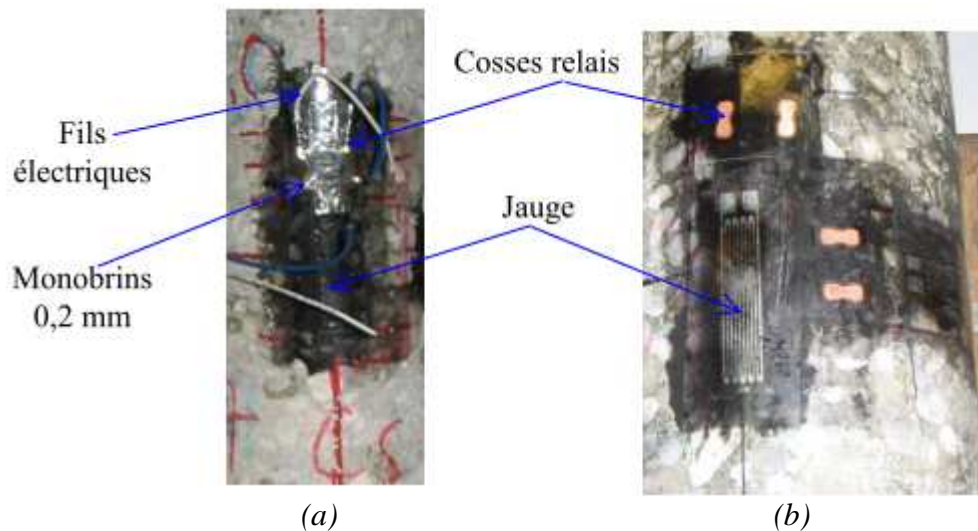


Figure 2-35 : (a) Jauge et fils de connection sur l'échantillon préparé pour un essai de compression simple

(b) Jauges et cosses relais collées sur l'échantillon préparé pour un essai triaxial

2.3.5 Membrane de protection

La membrane d'étanchéité permet principalement d'empêcher le fluide de confinement de pénétrer à l'intérieur de l'éprouvette poreuse lors de l'essai. Elle se situe autour de l'éprouvette et s'appuie sur une partie des enclumes. L'étape de mise au point de la membrane étanche qui a été complexe a fait l'objet d'un travail commun avec T. Gabet [Gabet 2006].

Pendant les essais, lorsque l'échantillon est sous pression, la présence d'une porosité de surface ou d'une porosité sous-jacente génère de fortes contraintes locales de poinçonnement qui sont à l'origine de la perforation de la membrane par cisaillement localisé (Figure 2-36). La conséquence de cette perforation est l'infiltration du fluide de confinement dans l'éprouvette (Figure 2-37d).

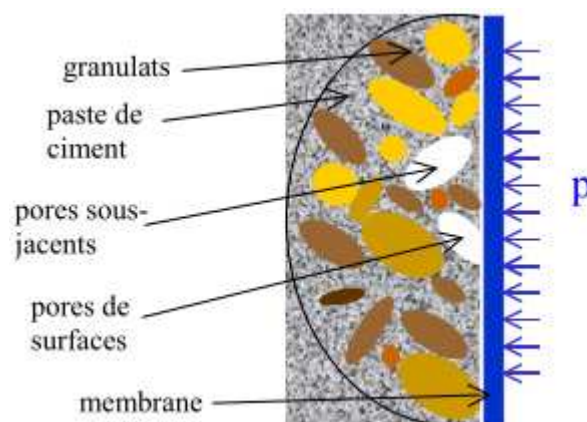


Figure 2-36: Porosité de surface et sous jacente responsables de la perforation

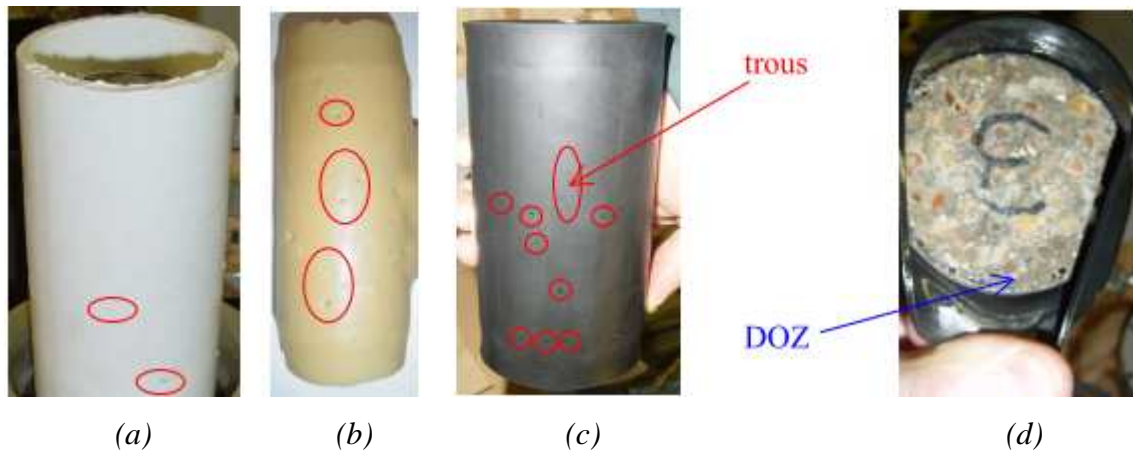


Figure 2-37 : Photos illustrant la perforation des membranes (silicone (a), latex (b), nitrile (c)) et la présence du fluide (DOZ) dans l'échantillon après essai (d)

Différentes membranes en nitrile, silicone, latex et néoprène ont été envisagées et testées pendant la période de mise au point. Le nitrile (Figure 2-37c), initialement utilisé par le concepteur de la machine pour les essais de validation sur des matériaux non-poreux (acier, aluminium...), est très résistante chimiquement mais ne résiste pas bien aux contraintes de cisaillement. Cette matière se déchire aussi facilement lorsque sa mise en place autour de l'échantillon.

Une membrane en silicone bicomposant (Figure 2-37a) a été moulée autour de l'échantillon. Les premiers essais ont montré la présence de bulles d'air à l'intérieur de la membrane moulée. Un moulage sous vide a permis une diminution évidente du nombre des bulles d'air à l'intérieur de la membrane. Cependant cette membrane a été perforée à chaque essai.

Le premier essai testé avec une membrane de latex de 2 mm d'épaisseur (Figure 2-37b) a aussi montré sa perforation après essai. Nous avons aussi testé des membranes multicouches : une membrane comportant une couche de silicone et une de latex, une autre membrane comportant deux couches de latex. Pour ces deux membranes, nous observé nettement moins de poinçonnement sur la couche la plus éloignée de la surface de béton. Cela nous a encouragé à utiliser une membrane multicouche en latex car la réalisation d'une membrane de silicone nécessite quelques jours de préparation tandis que les membranes de latex peuvent être préfabriqués par un fournisseur. Nous avons ensuite testé une membrane composée de six couches de latex dont l'épaisseur totale de 12 mm est un maximum en raison de la taille limitée de l'équipage mobile de la presse GIGA (Figure 2-31a, b, c). Cette membrane multicouche a été testée lors d'un essai hydrostatique avec une pression de confinement maximal de la presse de 650 MPa. Le résultat obtenu a été très intéressant. Il n'y a pas eu de fluide (DOZ) dans l'échantillon après essai, les deux couches de latex les plus proches de la surface de béton ont été perforées, la troisième couche a eu un seul petit trou, alors que les trois couches plus éloignées sont restées intactes.

Nous avons aussi remarqué un net gonflement et une légère altération de la membrane en contact avec le DOZ, lié à une sensibilité du latex au fluide de confinement. Il a donc fallu protéger le latex par une autre membrane qui est bien chimiquement résistante au

DOZ. Nous avons plongé des membranes de matières différentes (nitrile, silicone, latex, néoprène) dans du DOZ pour quelques heures afin de comparer leurs états. Parmi ces matières, le néoprène est celui qui résiste le mieux aux agressions chimiques du DOZ. Par ailleurs, il possède une grande déformabilité et une bonne résistance au cisaillement. Il a donc été utilisé au-dessus des couches de latex afin d'assurer une protection chimique des couches de latex. Les propriétés physiques et mécaniques du latex et néoprène, fournies par la société Piercan, sont présentées dans le Tableau 2-19.

	Latex	Néoprène
Propriété physique		
Densité	0,95	1,3
Propriétés mécaniques		
Résistance de rupture (MPa)	>15	>15
Allongement de rupture (%)	> 500	> 500
Résistance à la déchirure non angulaire amorcée (kN/ m)	> 50	> 20
Résistance à la perforation d'une membrane de 6 mm à 10 mm d'épaisseur (N)	> 20	>20

Tableau 2-19: Propriétés physiques et mécaniques du latex et néoprène (fournisseur: Société Piercan)

La membrane précédente assure l'étanchéité de l'échantillon, mais nous voulions une membrane plus mince afin de pouvoir réaliser des essais triaxiaux ce qui conduit à une augmentation de diamètre de l'échantillon pendant la phase déviatorique de l'essai. Nous avons testé d'autres membranes comportant des couches de latex de moindre épaisseur afin de trouver une épaisseur minimale nécessaire. Les tests de validation d'étanchéité ont consisté à comparer le poids de l'éprouvette avant et après un essai. Des variations de 15 à 20g de l'éprouvette ont été observées lorsque l'étanchéité n'a pu être assurée pendant l'essai, cette masse correspond à la quantité de fluide de confinement infiltrée dans l'éprouvette. Des variations de 2 à 3g sont tout de même observées sur l'ensemble éprouvette-membrane même lorsque le fluide de confinement ne pénètre pas à l'intérieur de l'éprouvette. Une pesée de chaque élément a montré en effet que le fluide de confinement altère le néoprène sans pour autant atteindre le latex. La solution optimale retenue, présentée sur la Figure 2-38, est constituée de 8 mm de latex recouverts d'une couche de néoprène de 1 mm.

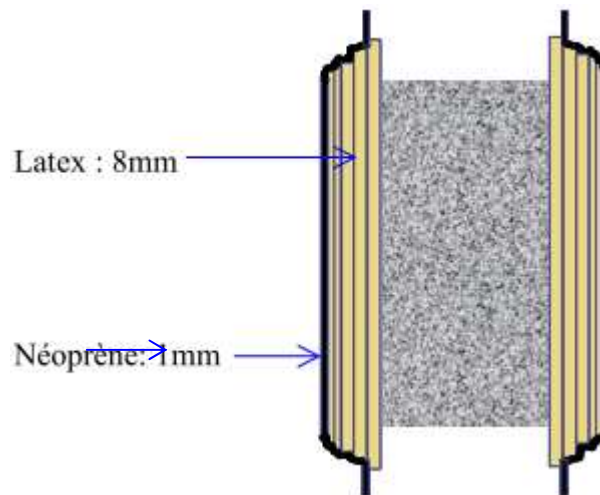


Figure 2-38 : Membrane multi-couche en latex et néoprène (solution retenue)

2.3.6 Dispositif de protection de jauges

Les jauges utilisées pour des essais effectués avec la presse GIGA, de type EP-08-10CBE-120 de la société Vishay Micro-measurements, font 28 mm de longueur. La procédure du collage de jauges a été présentée dans la partie 2.3.4. Ces jauges permettent de mesurer jusqu'à 15% d'allongement ce qui correspond à des déformations attendues pour le béton sous très fort confinement.

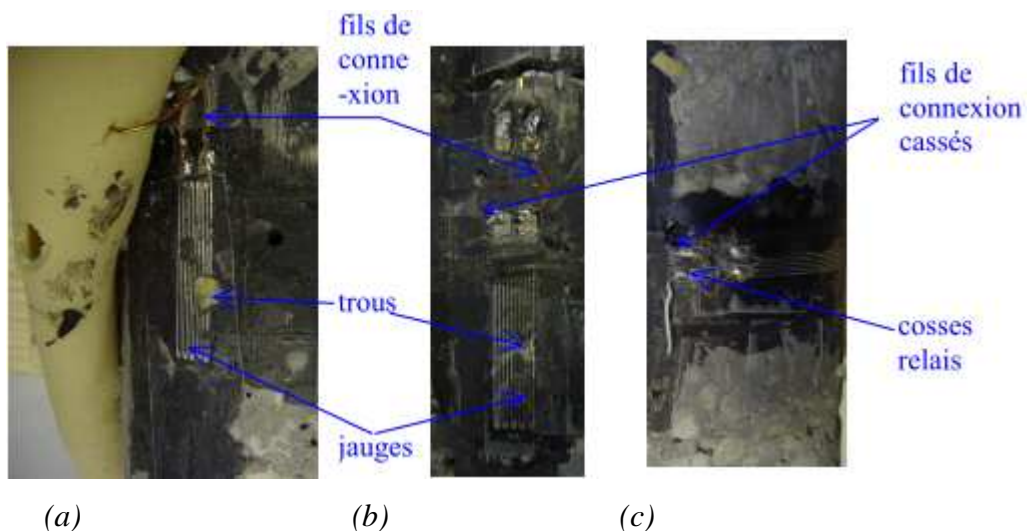


Figure 2-39 : Photos illustrant la destruction des jauges et des fils de jauges

La membrane multicouche assure l'étanchéité de l'échantillon, mais n'empêche pas la détérioration des jauges et des fils de jauges par perforation (Figure 2-39a, b, c) lorsque ceux-ci se trouvent au-dessus des porosités sous-jacentes à la surface (Figure 2-39a, b, c). Cela conduit à une perte des signaux des jauges pendant l'essai. Afin de résoudre ce problème, j'ai réalisé deux niveaux de protection. Le premier consiste à boucher avec du mortier les gros pores de diamètre sur la surface latérale de l'échantillon. Le deuxième

consiste à protéger les jauges par un bouclier, situé au dessus des jauges qui permette répartir les contraintes et d'éviter leur perforation en raison de la présence de petits pores qui sont plus difficiles à combler avec du mortier.

Différents matériaux (résine CHRYSOR C6120, résine époxydique SIKADUR-30, mortier SIKATOP-SF-126) ont été utilisés pour reboucher les porosités de surface de l'échantillon pendant la phase de mise au point. En faisant une étude comparative de ces matériaux sur plusieurs critères : réponse de la mesure de jauges pendant l'essai réalisé sur l'échantillon préparé avec le matériau, caractéristiques par rapport celles du béton étudié, facilité de mise en oeuvre, temps de prise, j'ai conclu que le mortier SIKATOP-SF-126 était le choix le plus adéquat. Les caractéristiques de ce mortier, présentées dans le Tableau 2-8, sont assez proches celles du béton R30A7. Le bouchage au mortier peut être effectué juste sur les zones de surface prévues pour le collage de jauges mais un bouchage sur toute la surface latérale conduit à un moindre poinçonnement les couches de latex lors de l'essai. La procédure de la préparation de la surface latérale des échantillons à l'aide du mortier a été décrite dans le paragraphe 2.1.1.4.

L'utilisation de fils classiques ou de fils de connexion fines pose en effet des problèmes de rupture avec la pression (Figure 2-40b, c). Nous utilisons donc des monobrins de 0,2 mm entre la jauge et les cosses relais (Figure 2-40a). Certains essais ont montré que la pression a pu écraser les deux soudures et les mettre en contact, il est donc indispensable d'écarter les monobrins au maximum et de mettre un minimum d'étain, afin d'éviter ces court-circuits. Des monobrins de 0,6 mm de diamètre, soudés aux cosses relais, sont utilisés pour traverser le bouclier protecteur (Figure 2-40b).

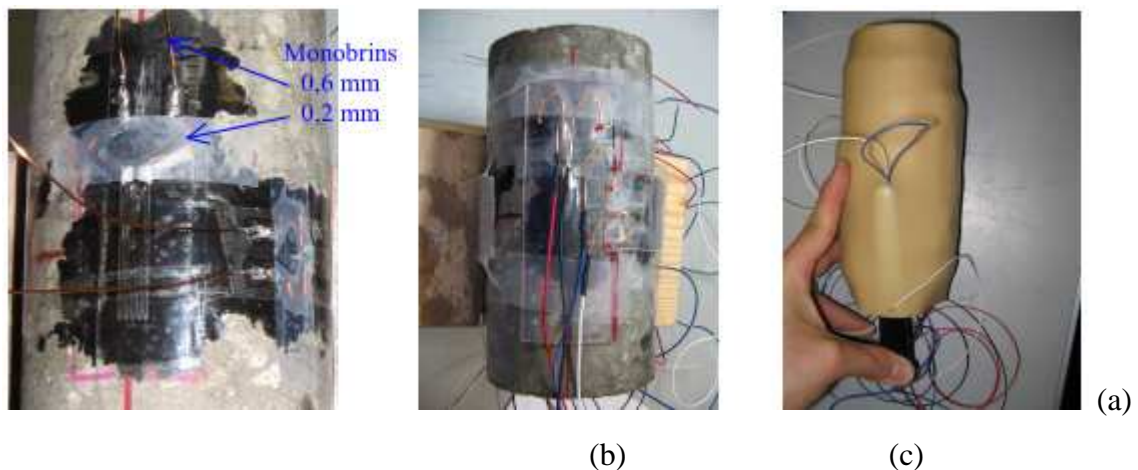


Figure 2-40 : (a) Disposition des fils de jauges (deux types de monobrin)
 (b) Bouclier plastique de protection de jauges du type Veralite®200
 (c) Passage des fils à travers les couches de membranes successives

La Figure 2-40b montre la protection des jauges par un bouclier plastique transparent en Veralite®200. Ce bouclier est le résultat d'une étude comparative sur plusieurs boucliers de matières différentes que j'ai effectuée. La Figure 2-41a présente l'état de surface intérieur (en contact avec les jauges) de différents boucliers en PVC et en Véralite après essai. Les premiers boucliers testés étaient en PVC avec différentes épaisseurs (2 mm et 4

mm). Les boucliers en PVC de 2 mm d'épaisseur (Figure 2-41a- boucliers (1 et 2)) ont donné les premiers signaux de jauges mais ceux-ci étaient assez aléatoires du fait de la faible résistance du bouclier au cisaillement. Le bouclier en PVC de 4 mm (Figure 2-41a- bouclier 3) d'épaisseur a résolu ce problème. Toutefois, l'échantillon, ces deux boucliers en PVC de 4mm et la membrane multi-couche constituaient un ensemble très encombrant difficile à placer dans l'équipage mobile. Un bouclier en plastique transparent du type Veralite®200 de 2 mm d'épaisseur (Figure 2-41a- bouclier 4) dont la rigidité est faible mais la résistance au traction est assez importante, a donc été testé. Certaines caractéristiques du Veralite®200 sont présentées dans le Tableau 2-20. Ce bouclier a permis d'obtenir de très bons signaux de jauges. Son état de surface intérieure après essai est très régulier ce qui montre qu'il assume une bonne répartition des contraintes sur le bouclier pendant l'essai. Ce bouclier est réalisé à partir une plaque de plastique plane. Sa forme cylindrique est donnée par thermoformage en la plaquant sur un cylindre d'aluminium de même dimension que l'échantillon (Figure 2-41b).

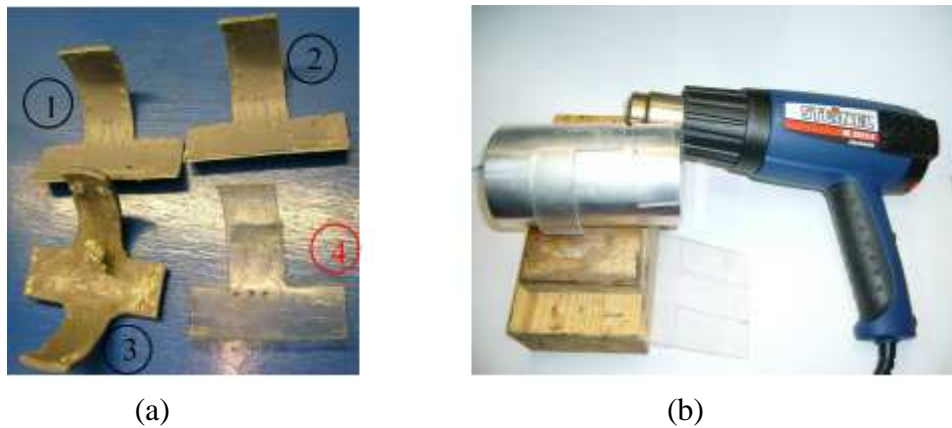


Figure 2-41 : (a) États de boucliers (PVC(1,2,3), Veralite(4)) après essai
(b) Thermoformage du bouclier de protection

Densité	1,27
Résistance en traction (MPa)	51,5
Module de traction (MPa)	2200
Elongation à la cassure (%)	> 100
Coefficient de dilatation (mm/mC°)	0,06

Tableau 2-20: Caractéristiques de la matière Veralite®200 du bouclier de protection
(fournisseur: société IPB, Belgique)

Lors de la mise en place de la membrane de protection, les jauges et les fils de connexion sont protégés par le bouclier Veralite, au travers duquel ils sortent. Au delà du bouclier, les monobrins sont reliés à des fils électriques standards (Figure 2-40b). Ces derniers traversent les épaisseurs de latex en restant au dessus du bouclier par rapport à l'éprouvette. Le bouclier offre une surface d'appui plane limitant les ruptures possibles lors de la mise sous confinement. Le passage des fils à travers la membrane est un chemin d'infiltration possible pour le fluide de confinement. Une étanchéité supplémentaire au silicone à l'endroit où les fils sortent de la membrane a donc été

réalisée. La Figure 2-42 représente une vue schématique d'un échantillon prêt à être testé. La membrane multicouche et le dispositif de protection des jauges sont très efficaces. Cette solution a été aboutie après 80 essais effectués pendant la mise au point des essais triaxiaux à fort confinement sur le béton poreux. Nous avons soigneusement établi une procédure d'instrumentation de l'échantillon permettant de mettre en place le dispositif de protection et les membranes autour de l'échantillon avant le test (Figure 2-42). L'instrumentation d'un échantillon de béton pour un essai triaxial à fort confinement est complexe, ce qui nécessite au moins huit heures de travail. Le dispositif de protection de jauges et de l'échantillon (Figure 2-42) a été mis en place lors de tous les essais triaxiaux que j'ai réalisés.

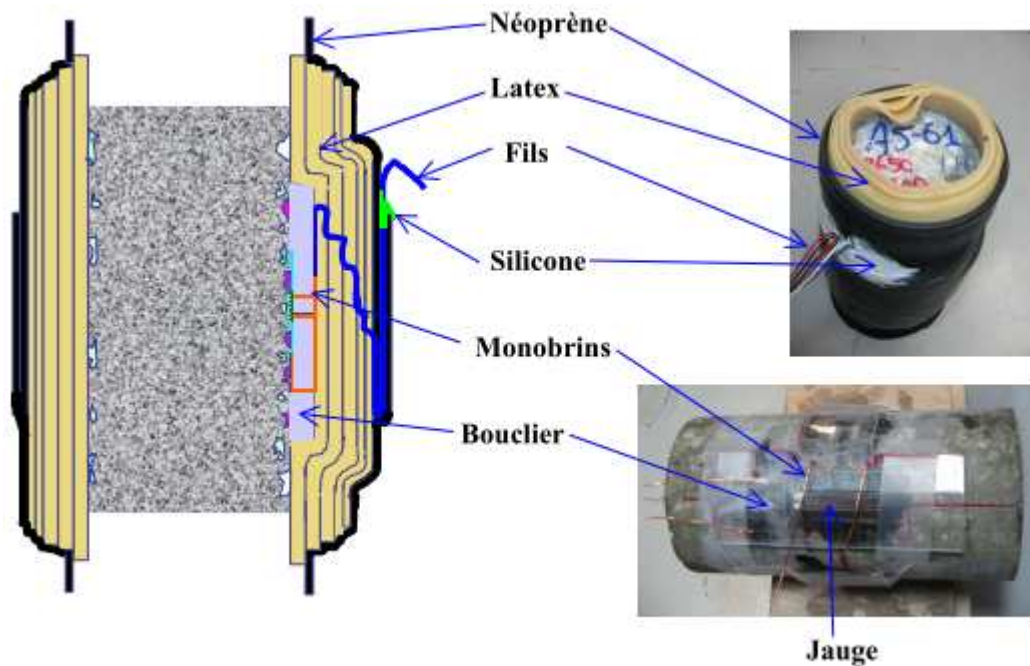


Figure 2-42 : Echantillon prêt à être testé

2.3.7 Préparation des échantillons humides et saturés

En raison de la procédure complexe d'instrumentation d'un échantillon avant le test, la préparation d'une éprouvette avec des jauges collées nécessite au moins 24 heures pendant lesquelles ses faces sont en contact avec l'air ambiant. Afin de limiter le séchage, l'échantillon est conservé à l'intérieur de sacs plastiques étanches dès qu'il n'y a plus lieu de le manipuler. L'évolution du poids de l'échantillon est suivie par pesées régulières. Avant le test, lorsque la pesée de l'échantillon devient délicate, nous mesurons le temps de séchage et nous prenons en compte la cinétique de séchage de l'échantillon au cours du temps établie à partir des échantillons étalons (cf. 2.1.1.7).

Un échantillon préalablement saturé avant sa préparation perd environ 15% de son volume d'eau après 24 heures d'exposition avec l'air ambiant. Ainsi, la majorité des éprouvettes partiellement saturées ont été testées avec un degré de saturation approximatif de 85% ($S_r=85\%$). Le béton de degré de saturation de 85% est appelé béton *très humide* dans la suite de cette étude. Certains échantillons dits *humides* avec des

degrés de saturation intermédiaires ont aussi été testés ($S_r=70\%$ et $S_r=50\%$). Notons que le degré de saturation des échantillons dits très humide ou humide n'est pas homogène car il y a plus d'eau au cœur de l'échantillon qu'à leurs faces.

Le collage des jauges sur les surfaces "mouillées" des échantillons humides nécessite une étape supplémentaire par rapport au cas du béton sec. Il s'agit de la préparation des surfaces prévues pour les jauges sur lesquelles nous venons mettre une mince couche de colle noire GA2. La couche de colle pouvant durcir sans échange avec l'air ambiant, l'échantillon est protégé par des plastiques étanches afin de ralentir le séchage de l'échantillon. Une fois la dernière couche de colle durcie, la mise en place des jauges et de leur dispositif de protection est réalisée selon les étapes précédemment décrites au cas du béton sec (cf. 2.3.4, 2.3.5 et 2.3.6). La couche de colle supplémentaire utilisée permet d'isoler les jauges par rapport au béton mouillé, ce qui est nécessaire pour obtenir une bonne adhérence des jauges sur l'échantillon et leur bon fonctionnement lors de l'essai.

Afin d'obtenir des résultats d'essais triaxiaux sur des échantillons saturés ($S_r=100\%$), j'ai établi deux méthodes permettant de les tester respectivement avec ou sans jauges. Le principe de ces méthodes est d'isoler les faces de l'échantillon de béton par rapport à l'air ambiant pendant le temps de mise en place de l'instrumentation (collage et câblage de jauges ...) pour éviter tout phénomène de séchage.

La première méthode concerne la préparation des échantillons saturés testés sans jauges. La Figure 2-43 montre les étapes de mise en place de la membrane multicouche sur l'échantillon saturé. L'échantillon est sorti de l'eau puis les surfaces d'appui sont protégées avec des éponges humides (première couche) et des films plastiques étanches (deuxième couche) (Figure 2-43a). La membrane de protection multicouche est ensuite mise en place afin d'assurer l'étanchéité de l'échantillon lors d'essai vis à vis du fluide confinement (Figure 2-43b). Les films plastiques et les éponges humides sont enlevés au moment de l'essai lors de la mise en place de l'échantillon entre les deux enclumes de l'équipage mobile de la presse GIGA.



(a)



(b)

Figure 2-43: Mise en place de la membrane sur des échantillons saturés (essai sans jauges)

La préparation des échantillons saturés sur lesquels nous souhaitons coller des jauges est plus délicate. La Figure 2-44 en montre les étapes principales. La préparation de la surface latérale de l'échantillon et le traçage des repères pour le collage de jauges sont réalisés préalablement. L'échantillon est ensuite replongé dans l'eau afin de le saturer à nouveau. Pour la phase de collage des jauges, les faces de l'échantillon sont isolées par

rapport à l'air ambiant avec des films plastiques étanches et des éponges humides sur les surfaces d'appui et une membrane de latex autour de la surface latérale (Figure 2-44a). La membrane de latex est coupée localement pour la mise en place des jauges. Une mince couche de colle noire GA2 est mise sur les zones prévues pour le collage des jauges. Une fois la dernière couche de colle durcie, la mise en place des jauges et de leur dispositif de protection est réalisée (Figure 2-44b, c, d). Pendant toute cette phase de mise en place de l'instrumentation, le séchage de l'échantillon est empêché par la présence de la membrane, des couches de colle GA2, des éponges humides et des scotchs supplémentaires.

Un essai triaxial à 200MPa de confinement a été réalisé sur un échantillon saturé et instrumenté avec des jauges. Il montre de bons signaux de mesures des déformations par jauges au cours de l'essai (cf. 3.7 et chapitre 4). Cette méthode qui n'a été utilisée qu'une seule fois faute de temps, pourra donc être utilisable pour réaliser d'autres essais.

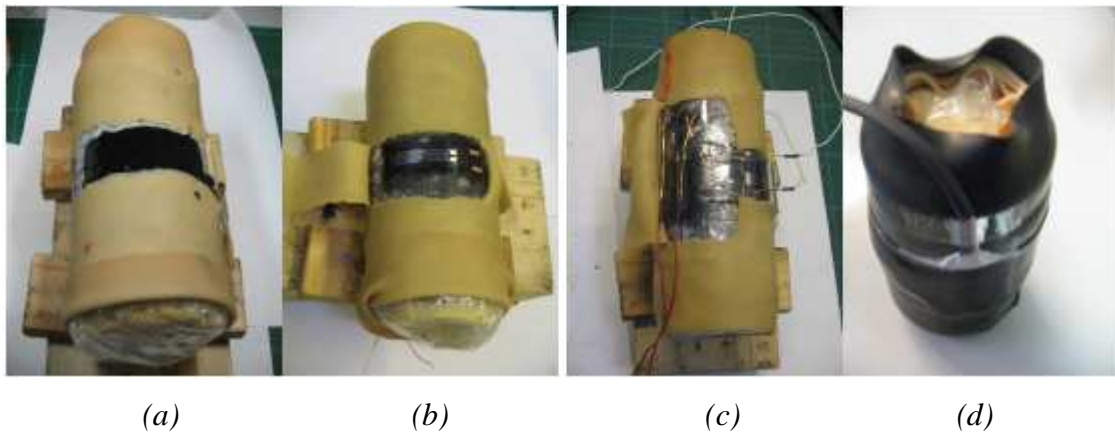


Figure 2-44 : Procédure d'instrumentation de jauges et de membranes d'un échantillon saturé

2.4 Conclusion

La formulation du béton et les essais de validation (l'essai d'affaissement et de compression simple) ont permis d'obtenir la formulation validée du béton R30A7 qui sera utilisé comme un béton de référence dans notre étude. La procédure de fabrication, de conservation d'échantillons établie ont permis d'obtenir les échantillons de béton dont la bonne reproductibilité sera montrée dans les chapitres suivants. Une étude sur l'effet d'âge du béton de standard R30A7 en compression simple a mis en évidence l'influence de l'âge et de la condition hygrométrique de conservation de béton sur son comportement. Les bétons modifiés de différent rapport E/C ($E/C=0,4$ et $E/C=0,8$) ont aussi été formulés pour une étude de l'influence du rapport E/C du béton sur son comportement sous fort confinement qui sera présentée dans le chapitre 4.

Les caractéristiques générales de la presse Schenck, permettant de réaliser les essais de compression simple, ont été présentées. Les étapes de préparation d'un essai de compression ainsi que le traitement du résultat de ce dernier ont été montrées.

Les caractéristiques générales de la presse GIGA, permettant d'effectuer les essais triaxiaux sous sollicitations sévères, ont aussi été décrites. Les problèmes d'étanchéité, dus à la présence d'une importante porosité macroscopique du béton, responsables de la perforation des membranes et de l'infiltration du fluide de confinement dans l'échantillon, ont été résolus grâce à la mise au point d'une membrane de protection multi-couche. La mesure des signaux de jauges collées sur l'échantillon a été assurée par une préparation de la surface latérale de l'échantillon et un dispositif de protection de jauges. Les procédures de préparation des échantillons saturés permettant d'empêcher le séchage des échantillons saturés ont été développées afin d'obtenir les résultats d'essais sur ces derniers. La validation du développement des procédures expérimentales décrit dans ce chapitre sera présentée dans le chapitre 3.

Chapitre 3: Validation de la procédure expérimentale

L'objet de ce chapitre est de valider les choix d'instrumentation et de protection des éprouvettes, d'analyser les sources d'erreurs de mesure des grandeurs physiques et de traiter le mieux possible les résultats de mesure d'un essai triaxial sous fort confinement. Dans ce chapitre on présente successivement la mesure de pression, la validation de la mesure de la force axiale, la vérification des hypothèses d'homogénéité et d'isotropie du chargement et la validation de la mesure des déformations. Les dernières parties sont consacrées au traitement des mesures en grandes déformations et au choix de l'instrumentation d'un échantillon de béton.

3.1 Mesure de la pression de confinement

Le capteur de pression, installé à l'entrée de la cellule de confinement, permet de déterminer la pression de confinement dans l'enceinte. Le fabricant du capteur indique une précision de mesure de la pression de 1% de la gamme utilisée. La gamme étant de 1000 MPa, la précision est de 10 MPa. Le capteur est étalonné, certifié et remplacé tous les ans. Le capteur de pression sera considéré comme un capteur de référence. L'ensemble des corrections en pression sur le capteur de force, sur les jauges ou sur le capteur LVDT supposent que le signal du capteur de pression reste exacte dans le temps.

3.2 Mesure de la force axiale

Le capteur de force, positionné entre l'enclume inférieure et le piston (Figure 2-30b), permet de mesurer la force déviatoire appliquée sur l'échantillon après soustraction de la pression de confinement. Ce capteur a été conçu par la société THIOT INGENIERIE. Il s'agit d'une pièce métallique qui se déforme de façon élastique dans la gamme de sollicitations de la machine. Les efforts appliqués sur le capteur sont déduits de ces déformations. D'un point de vue pratique, le signal mesuré F_{mes} est dépendant de la pression et de la force axiale. Pour une question de facilité d'étalonnage, on peut aussi exprimer cette dépendance en fonction de la force déviatoire et de la pression selon

l'équation (3-1). La force déviatoire est ainsi obtenue en soustrayant l'influence de la pression de confinement sur le capteur de force selon l'équation (3-2).

$$F_{mes} = \frac{F_d}{K_1} + K_2 p \quad (3-1)$$

$$\text{soit : } F_d = K_1(F_{mes} - K_2 p) \quad (3-2)$$

où : F_{mes} est le signal en nombre de points (Npt) délivré par le conditionneur de la presse GIGA; F_d est la force déviatoire en kN; p est la pression de confinement (unité : 10^{-1} MPa); K_1 et K_2 sont les coefficients identifiés par deux étalonnages différents.

Le coefficient K_1 est déterminé à pression atmosphérique à l'aide d'un capteur de force étalon de 2 MN très précis. Une procédure permet de placer les deux capteurs en série en réalisant un essai de compression simple sur un échantillon d'acier dur. Lors de cet essai, la pression reste nulle à l'intérieur de l'enceinte, K_1 est donc mesuré de manière directe. La Figure 3-1a présente le signal mesuré par le capteur de force F_{mes} en fonction de la force F_d mesurée par le capteur de force étalon.

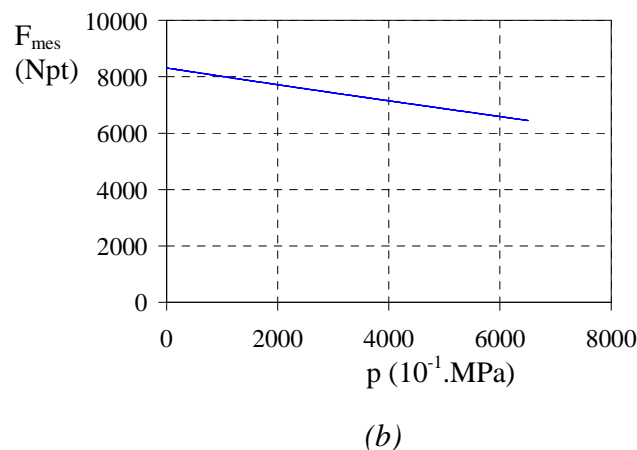
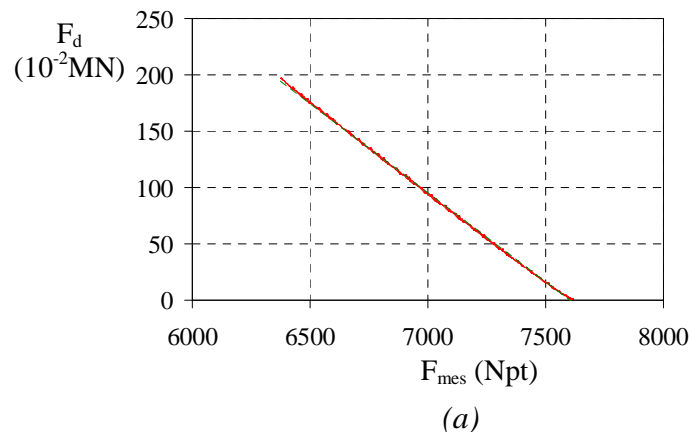


Figure 3-1 : Identification des coefficients K_1 (a) et K_2 (b) pour la détermination de la force déviatoire mesurée par le capteur de force

Initialement, le coefficient K_1 n'était mis à jour qu'une seule fois par an. Mais les différents étalonnages présentés dans le Tableau 3-1 ont montré une variation de 16%

après un essai œdométrique effectué le 17 mai 2005. La fréquence des étalonnages a donc été augmentée.

Date d'étalonnage	16/05/2005	17/05/2005	16/06/2005
Coefficient K_1	-0,158	-0,183	-0,183

Tableau 3-1: Evolution du coefficient K_1 avec le temps

Le capteur de force a été étalonné une nouvelle fois (le 16 juin 2005) et le résultat n'a montré aucune variation malgré plusieurs essais triaxiaux effectués entre le 17 mai 2005 et le 16 juin 2005. Cela confirme que la variation importante de K_1 a été accidentelle et due à un essai œdométrique qui a sollicité le capteur de force au delà de son comportement élastique. Un deuxième essai œdométrique a montré une autre variation importante de K_1 , puis celle-ci n'a plus jamais dépassé 3 %.

La procédure d'étalonnage du capteur de force demande des manipulations particulières. La durée moyenne d'étalonnage est une journée. De plus, certains étalonnages ont provoqué la rupture des câbles dans la cellule de confinement, ce qui a nécessité un remplacement lui-même très compliqué. Afin de simplifier la procédure du coefficient de K_1 , j'ai proposé de réaliser des essais de compression simple sur un matériau tel que le carbure de tungstène ou l'acier dont le comportement est bien connu. Le module de Young de ces matériaux reste stable. Les différences possibles entre la réponse des mêmes jauges sur le même échantillon ne peuvent résulter que d'une dérive du capteur de force.

Initialement, la presse GIGA n'a pas été conçue pour pouvoir réaliser des essais de compression simple. J'ai pu les faire en profitant une opération intermédiaire de la préparation d'un essai triaxial. Cette opération est le pilotage manuel de la montée du vérin principal pour la mise en contact du bouchon de la cellule de confinement avec l'enclume supérieure avant le démarrage de l'essai triaxial. J'ai ainsi manuellement piloté la montée du vérin principal avec une vitesse de chargement constante afin d'effectuer des essais de compression simple sur une éprouvette de carbure de tungstène. La Figure 3-2 présente le résultat de ces essais à différentes dates. L'évolution du module d'élasticité (module de Young) mesuré est présentée dans le Tableau 3-2.

L'essai de compression simple qui a été réalisé le 20 mars 2006, juste après un étalonnage classique avec le capteur de force étalon de 2 MN, a permis de déterminer le module de Young (562,5 GPa) et le coefficient de poisson (0,24) du carbure de tungstène. La relation entre le coefficient K_1 du capteur de force à l'instant t , appelé $K_{1(t)}$, et ce coefficient à l'instant t_0 , appelé $K_{1(t_0)}$ est présentée par l'équation suivante :

$$K_{1(t)} = K_{1(t_0)} \frac{E_{x(t)}}{E_{x(t_0)}} \quad (3-3)$$

Le module de Young mesuré, présenté dans le Tableau 3-2, a varié au maximum entre 548 GPa et 565,5 GPa, soit une évolution de 3%. Les étalonnages classiques réalisés le 13 mars 2006 et le 10 juillet 2006 ont aussi montré une diminution de 3% de la valeur K_1

(K_1 - négative), cohérente avec l'évolution de la mesure sur l'échantillon en carbure de tungstène selon l'équation (3-3). L'évaluation de la variation du coefficient K_1 par l'intermédiaire des essais de compression simple sur un échantillon étalon peut ainsi être faite plus souvent, en particulier juste avant et après des essais à très forte contrainte axiale tel que les essais oedométriques.

Date	10/03/2006	20/03/2006	10/04/2006	30/05/2006
E_x (GPa)- moyen	563,5	562,5	565,5	548

Tableau 3-2 : Evolution du module de Young du carbure de tungstène déterminé à partir des essais de compression simple avec la presse GIGA

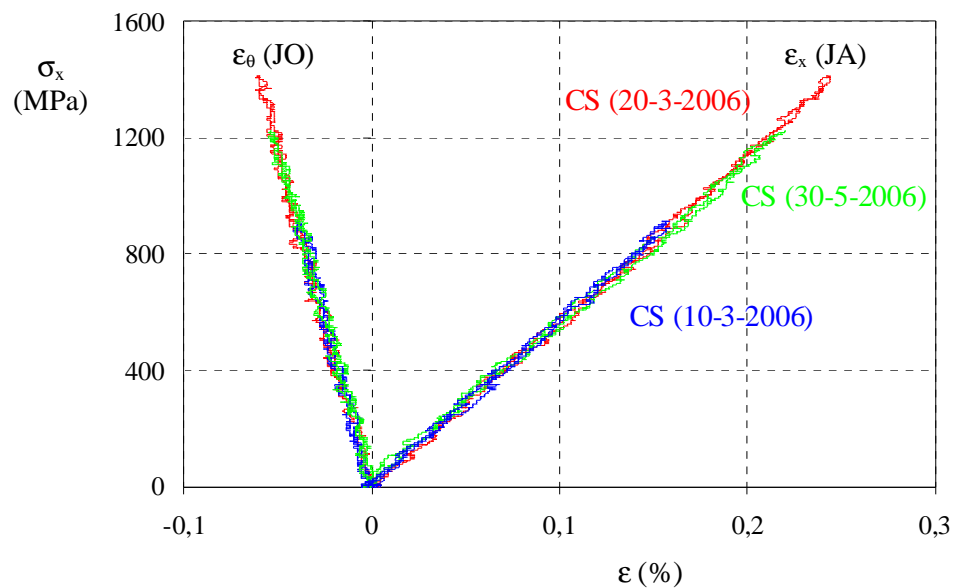


Figure 3-2 : Essais de compression simple effectués avec la presse GIGA à différentes dates sur le même échantillon de carbure de tungstène

Le coefficient K_2 est déterminé à partir de la mesure de la pression de confinement subie par le capteur de force dans un essai hydrostatique, c'est-à-dire à force déviatoire nulle (Figure 3-1b). La variation de ce coefficient au cours du temps, présentée dans le Tableau 3-3, ne dépasse pas 4%. Pour chaque essai triaxial, le coefficient K_2 est facilement déterminé à partir de la phase hydrostatique de ce même essai. L'effet de la pression sur le capteur de force au moment du test est ainsi parfaitement pris en compte.

Date	23/06/2005	21/07/2005	17/01/2006	20/03/2006
K_2	-0,2803	-0,2895	-0,2858	-0,2905

Tableau 3-3 : Evolution du coefficient K_2 avec le temps

Les résultats précédents montre que la mesure de la force déviatoire avec le capteur de force de la presse GIGA est précise avec une erreur inférieure à 3% .

3.3 Homogénéité et isotropie du chargement

L'homogénéité et l'isotropie du chargement d'un essai dépendent fortement de la technologie de l'essai, c'est-à-dire des contraintes géométriques et des tolérances des différents composants de la machine et des échantillons. Le chargement triaxial de la presse GIGA s'applique en deux phases : hydrostatique et déviatoire. Lors de la phase hydrostatique, la pression de confinement génère une contrainte isotrope autour du système échantillon + membranes d'étanchéité + enclumes (Figure 3-3) et non pas une pression isotrope autour de l'échantillon seul. Le centrage de l'échantillon positionné dans l'équipage mobile est assuré par la membrane d'étanchéité, qui est assez épaisse pour le béton. L'effort axial est quant à lui transmis à l'échantillon par le biais des enclumes. L'homogénéité de la sollicitation dans l'échantillon dépend :

- des caractéristiques géométriques de la machine,
- de l'alignement de l'axe de l'échantillon par rapport à l'axe de chargement de la machine,
- du parallélisme des faces de l'échantillon.

La presse GIGA n'a pas été conçue avec un rotulage permettant d'appliquer un chargement uniforme sur les faces d'appui de l'échantillon en présence de faibles défauts de parallélisme.

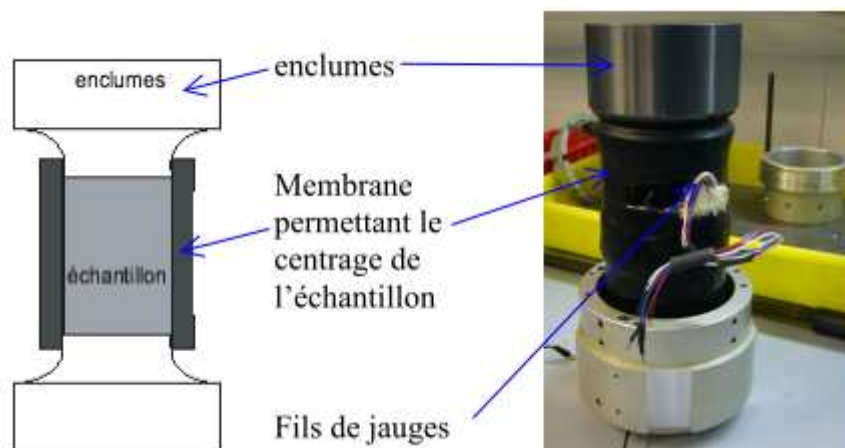


Figure 3-3 : Membrane permettant le centrage de l'échantillon positionné dans l'équipage mobile

Pour vérifier l'homogénéité et l'isotropie du chargement de la presse, j'ai effectué des essais triaxiaux sur les échantillons de carbure de tungstène et de polycarbonate (Figure 3-4 a, b) dont les spécifications géométriques sont très précises. Le carbure de tungstène et le polycarbonate ont été choisis pour cette vérification parce que d'une part, ils sont des matériaux non poreux, homogènes, isotropes et d'autre part, leurs comportements mécaniques sont bien connus.



Figure 3-4 : Echantillon de carbure de tungstène (a) et échantillon de polycarbonate

Ces échantillons sont instrumentés avec deux jauges axiales diamétralement opposées et une jauge orthoradiale. Une membrane d'étanchéité (latex 2 mm + néoprène 1 mm) permet, d'une part, de maintenir le centrage de l'échantillon dans l'équipage mobile et d'autre part, de protéger les jauges et l'échantillon vis à vis du fluide de confinement lors d'essai. Lors de la mise en place de l'équipage mobile (à l'horizontale) dans l'enceinte de la presse, un échantillon maintenu entre les enclumes peut en effet être désaxé du fait de gravité. L'épaisseur de la membrane est donc aussi à choisir en fonction du poids de l'échantillon testé afin d'assurer un centrage correct de l'échantillon entre les enclumes.

La Figure 3-5 présente les résultats d'un essai de compression simple et d'un essai triaxial à 650 MPa de pression de confinement réalisés sur un échantillon de carbure de tungstène. La contrainte axiale est représentée en fonction des déformations axiales mesurées par les jauges axiales (JA1 et JA2) et de la déformation circonférentielle (JO).

Pour l'essai de compression simple, les signaux des jauges axiales sont confondus. Pour l'essai de compression triaxiale, les signaux mesurés par les deux jauges axiales sont très proches malgré un petit écart au début du chargement déviatoire. Ces signaux confirment le caractère homogène du chargement axial généré par la presse lorsque l'échantillon est bien centré et qu'il possède des caractéristiques géométriques parfaites. Par ailleurs, l'essai de compression triaxiale montre une parfaite cohérence des signaux des 3 jauges en phase hydrostatique. Cela montre que le chargement sur échantillon en carbure de tungstène est aussi parfaitement isotrope.

Les Figure 3-6a et b présentent le résultat d'un essai triaxial à 650 MPa de pression de confinement réalisé sur un échantillon de polycarbonate dont la compressibilité volumique est plus proche de celle du béton que pour un échantillon en carbure de tungstène. Les déformations axiales et la déformation circonférentielle sont représentées en fonction de la contrainte axiale (Figure 3-6a). Les déformations mesurées pendant la phase déviatoire sont présentées en fonction de la contrainte déviatoire (Figure 3-6b).

Pendant la phase hydrostatique de l'essai, les signaux mesurés par les deux jauges axiales et par la jauge orthoradiale sont confondus. De même, pendant la phase déviatoire de l'essai, les signaux axiaux mesurés par deux jauges axiales sont très proches. Tout cela confirme les conclusions précédentes pour le cas où les déformations sont importantes.

La déformation axiale mesurée par les jauges axiales a atteint 6%. Au déchargement, l'échantillon a eu des déformations permanentes selon ses directions axiale et circonférentielle ce qui relève un dépassement du seuil d'élasticité du matériau.

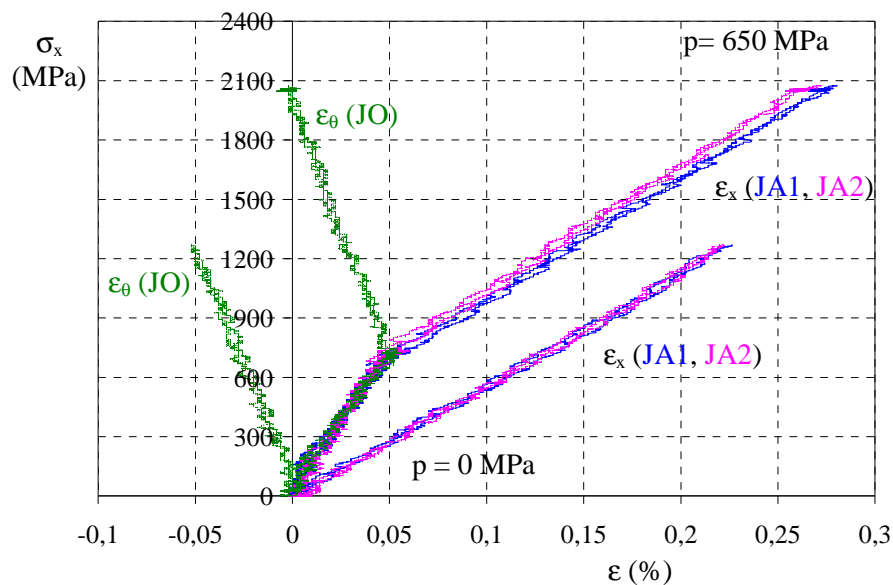


Figure 3-5 : Essais de compression simple et de compression triaxiale à 650 MPa de confinement sur un échantillon en carbure de tungstène : contrainte axiale σ_x en fonction des composante de la déformation ; JO : déformation circonférentielle mesurée par jauge ; JA1, JA2 : déformations axiales mesurées par deux jauges axiales.

Pour les échantillons de béton, la rectification des surfaces d'appui est la plus soignée possible (cf. paragraphe 2.1.1.3). La tolérance de parallélisme de l'échantillon est inférieure à 0,1 mm. Le contact entre les surfaces d'appui de l'échantillon de béton et les enclumes n'est pas parfait, il existe localement une petite hétérogénéité de contraintes. L'isotropie et l'homogénéité du béton seront présentées au paragraphe 3.7.

3.4 Mesure de la déformation par jauges

3.4.1 Etalonnage du pont

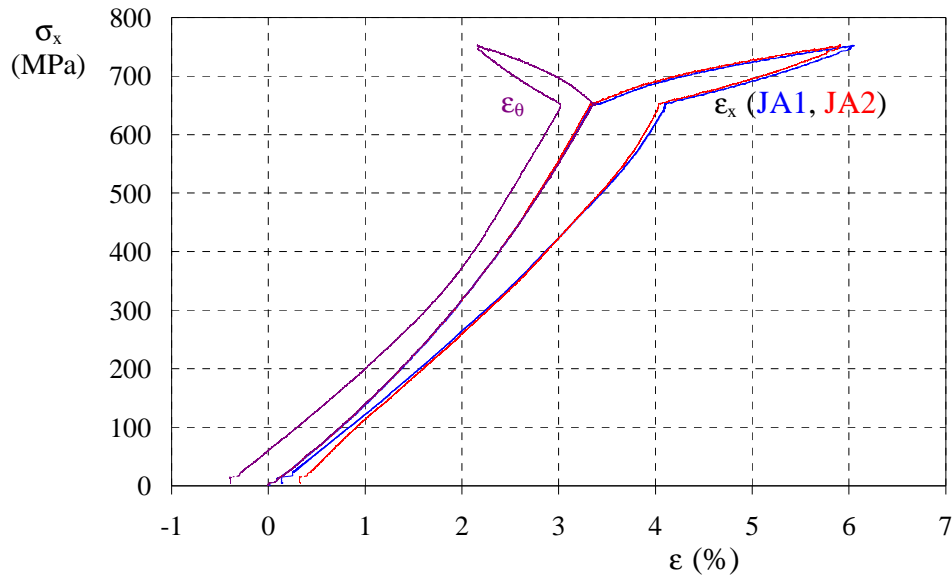
Les jauges utilisées sont type EP08 de la société Vishay Micro-Measurements. Ces jauges ont une résistance nominale de 120 Ohms et sont montées en quart de pont. Par principe de mesure, la variation incrémentale de résistance est proportionnelle à la déformation incrémentale de la jauge:

$$\frac{\delta R}{R} = K \frac{\delta L}{L} \tag{3-4}$$

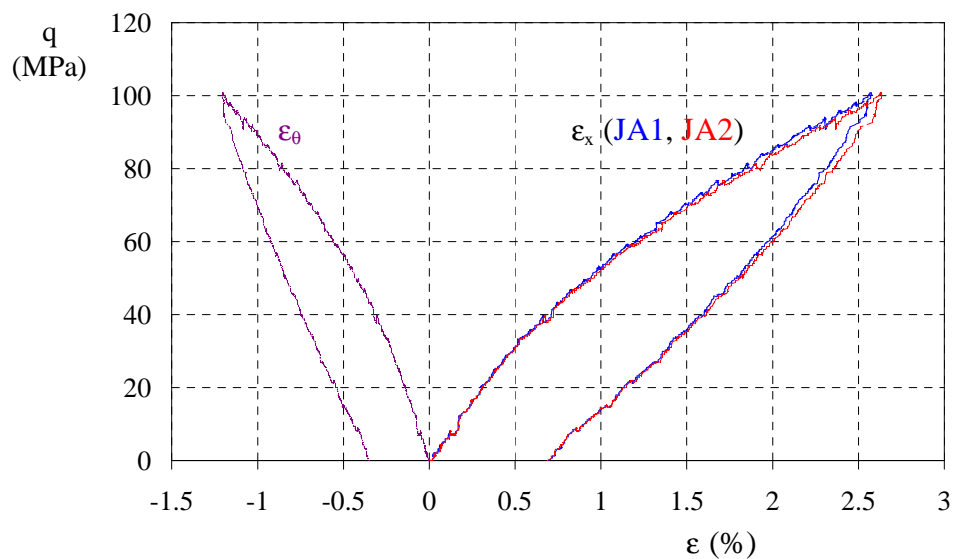
$$\text{avec } K = K_0(1 + K_T \cdot (T - T_0)) \tag{3-5}$$

où : K est le facteur de jauge et T est la température en degrés Celsius.

$$K_0 = 2,065 ; K_T = 7 \cdot 10^{-5} ; T_0 = 24^\circ\text{C}$$



(a)



(b)

Figure 3-6 : Essai de compression triaxiale à $p = 650\text{MPa}$ effectué sur l'échantillon de carbure de tungstène

(a) Contrainte axiale en fonction des déformations

(b) Contrainte déviatoire en fonction des déformations

Le signal d'acquisition des jauges est en nombre de points. Un étalonnage du pont permet d'établir le relation entre la variation de résistance de chaque jauge et la variation du nombre de points (Figure 3-7). On observe que la non linéarité du pont est significative pour les variations de résistance supérieures à 5%. Elle doit donc être prise

en compte. Une identification quadratique de cet étalonnage est présentée dans le Tableau 3-4.

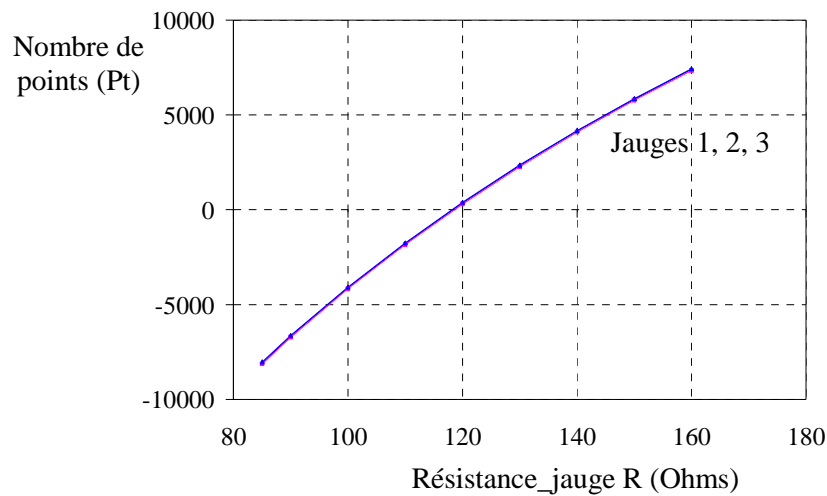


Figure 3-7 : Etalonnage des ponts de jauges

	$R(\text{Ohms}) = aPt^2 + bPt + c$		
	a	b	c
J1	$9,799 \cdot 10^{-8}$	$4,888 \cdot 10^{-3}$	118,2
J2	$9,761 \cdot 10^{-8}$	$4,9 \cdot 10^{-3}$	118,5
J3	$9,743 \cdot 10^{-8}$	$4,884 \cdot 10^{-3}$	118,1
J4	$9,747 \cdot 10^{-8}$	$4,858 \cdot 10^{-3}$	117

Tableau 3-4 : Identification quadratique de la réponse des ponts de jauges

Un second étalonnage a été réalisé un an plus tard afin d'étudier la stabilité des ponts et des conditionneurs. Ce dernier n'a montré aucune dérive par rapport au premier.

3.4.2 Influence de la température

Afin de connaître la variation de la température du fluide de confinement dans la cellule pendant un essai triaxial, un capteur de température est intégré à l'entrée de la cellule et à côté du piston axial (Figure 2-30b). J'ai réalisé un essai triaxial sur une éprouvette de polycarbonate avec une pression de confinement de 650 MPa afin d'étudier le fonctionnement de ce capteur. La Figure 3-8 présente les résultats de cet essai.

Le temps total de réalisation de cet essai est d'environ 51 minutes, ce qui est similaire à celui d'un essai triaxial typique sur béton. La vitesse de chargement et de déchargement en pression de cet essai est égale à 100 MPa/minute, soit 1,67 MPa/s, ce qui correspond à tous autres essais triaxiaux effectués. En observant les Figure 3-8b et c, on remarque que la température du fluide dans la cellule a augmenté de 23°C à 38°C lors de l'augmentation de la pression de confinement de 0 à 650 MPa qui a duré 6 minutes. Elle est ensuite progressivement redescendue pendant la phase déviatoire et revenue à sa valeur initiale de 23°C après environ 22 minutes. Elle a ensuite rapidement diminué avec

la diminution du confinement, passant de 23°C à 6°C. La diminution progressive de la température du fluide de confinement durant la phase déviatoire s'explique par la diffusion thermique entre le fluide et la cellule en acier.

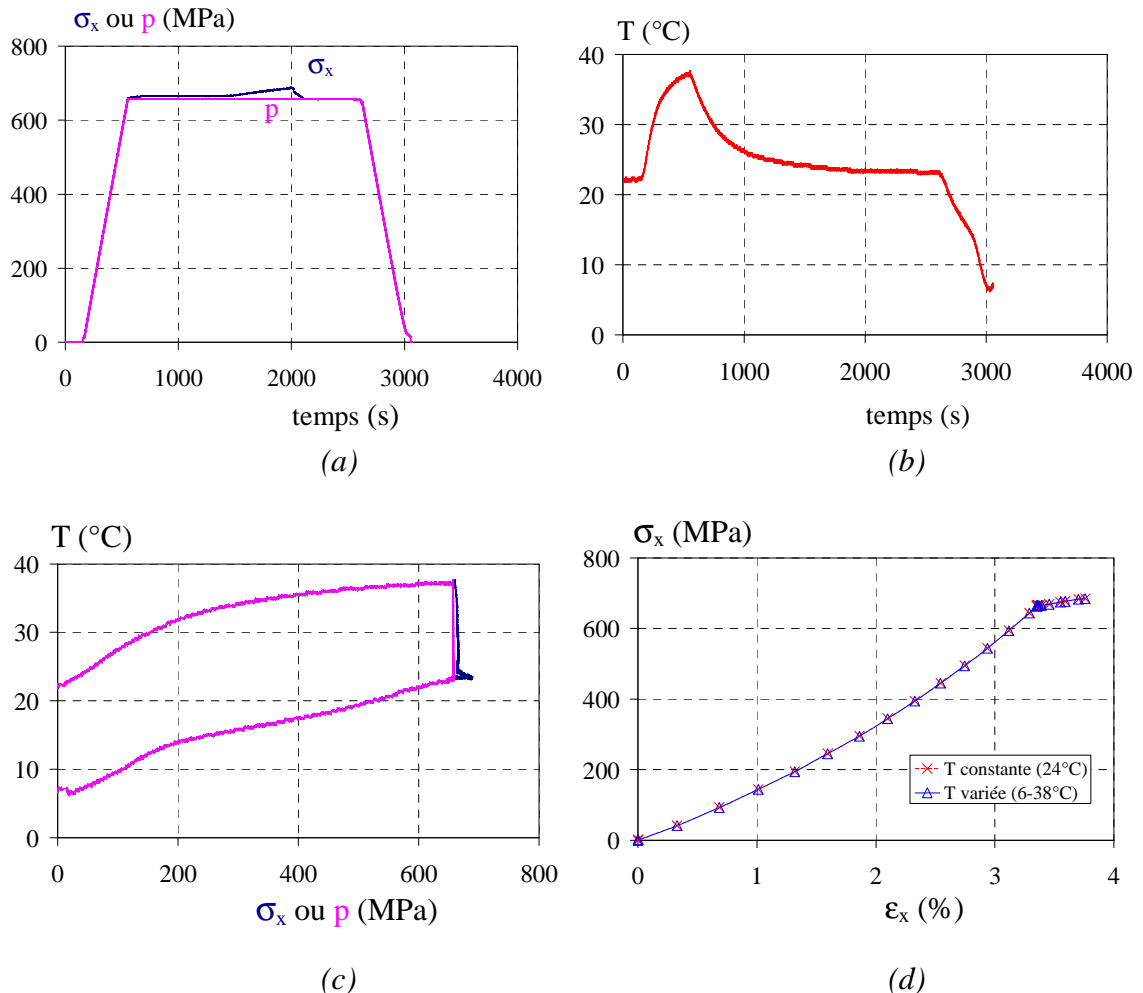


Figure 3-8 : Essai triaxial sur une éprouvette de polycarbonate (PC1)

(a) Contrainte axiale σ_x et pression p en fonction du temps

(b) Température du fluide de confinement (DOZ) dans la cellule en fonction du temps

(c) Température du fluide de confinement (DOZ) dans la cellule en fonction de la pression

(d) Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour une température du fluide variée de 6°C à 38°C (courbe bleu continue) et une température supposée constante à 24°C (courbe rouge discontinue)

Il n'est cependant pas possible de connaître la température au niveau des jauges sur l'éprouvette placée à l'intérieur de l'enceinte. On suppose que la température au niveau des jauges est proche de celle mesurée par le capteur de température. L'influence de la température sur le facteur de jauge K est donnée par l'équation (3-5). La Figure 3-8d présente deux signaux de déformation mesurés par une même jauge axiale : pour un des signaux, la variation de la température du fluide de confinement pendant l'essai a été prise en compte (courbe bleu continue) et pour l'autre, la température a été supposée

constante ($T= 24^{\circ}\text{C}$) (courbe rouge discontinue). Les deux courbes sont très proches, l'écart maximal entre celles-ci est de 0,06 % à la pression maximale (650 MPa) au chargement. L'influence de la température sur la mesure de jauges est donc très faible. Elle est néanmoins prise en compte lors du traitement d'un essai.

3.4.3 Influence du dispositif de protection des jauges

Afin d'évaluer l'influence de la présence du bouclier et des membranes sur la réponse des jauges, j'ai effectué des essais hydrostatiques sur des échantillons de polycarbonate. Le comportement de ce matériau homogène et isotrope est bien connu. Son module de compressibilité est par ailleurs proche de celui du béton. Enfin il présente l'intérêt de ne pas être poreux.

Le dispositif de protection d'un échantillon de béton (Figure 2-42) est constitué :

- d'une membrane d'étanchéité qui permet, lors de l'essai, d'empêcher le fluide de confinement de pénétrer à l'intérieur de l'éprouvette poreuse. Elle se situe autour de l'éprouvette et s'appuie sur une partie des enclumes.

- d'un bouclier semi-rigide (PVC ou Veralite) qui protège les jauges du poinçonnement.

Il est nécessaire de vérifier que ce dispositif de protection ne modifie pas la réponse des jauges.

Pour cela, une éprouvette en polycarbonate (Figure 3-9) a été testée sous chargement hydrostatique jusqu'à 700 MPa dans trois configurations différentes:

- dispositif complet : jauge + bouclier + latex (8mm) + néoprène (1mm) (pour le premier essai)

- jauge + bouclier + néoprène (1mm) (pour le deuxième essai)

- jauge + latex (8mm) + néoprène (1mm) (pour le troisième essai)

Notons que les trois essais hydrostatiques ci-dessus ont été effectués sur une même éprouvette de polycarbonate. Une membrane de néoprène de 1 mm d'épaisseur a été utilisée pour tous les essais effectués afin de maintenir le centrage de l'échantillon dans l'équipage mobile et de protéger les jauges vis à vis du fluide de confinement.

Les jauges et la colle utilisées dans ces essais sont identiques à celles utilisées pour l'échantillon de béton. Le collage des jauges avec la colle GA2, spécialement conçue pour les surfaces rugueuses comme celles du béton, sur l'échantillon en polycarbonate dont la surface est très lisse a nécessité une préparation supplémentaire. L'échantillon a été légèrement rayé au niveau des zones de collage des jauges.

Les Figure 3-10 et 3-11 présentent la mesure de la pression en fonction de la déformation mesurée respectivement par la jauge axiale et par la jauge orthoradiale dans les différentes configurations. Les courbes sont à peu près toutes confondues. Le dispositif de protection (membrane multi-couche de latex + bouclier) n'a pas donc d'influence significative sur la mesure des déformations par les jauges axiales et orthoradiales.



Figure 3-9 : Eprouvette en polycarbonate

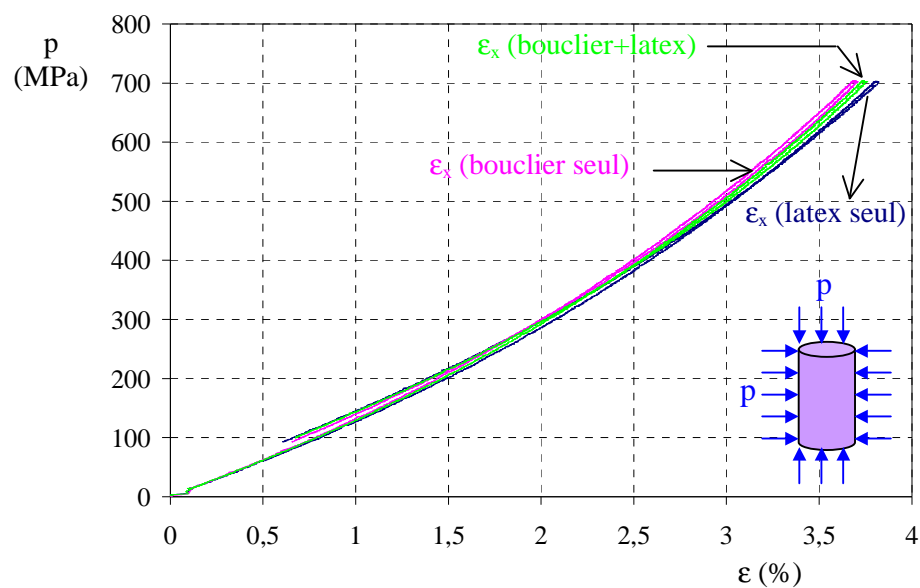


Figure 3-10 : Essais hydrostatiques menés sur un seul échantillon en polycarbonate – Influence du bouclier et de la membrane sur la mesure des déformations axiales par jauge

3.4.4 Influence de la pression sur la mesure par jauges

L'influence de la pression de confinement sur la mesure des jauges a été évaluée par l'intermédiaire de tests sur une éprouvette en carbure de tungstène. Ce matériau est très rigide et subit donc des déformations très faibles. Pour étudier cette influence, on distingue les deux phases d'un essai triaxial : hydrostatique et déviatoire afin d'évaluer d'une part l'effet de la pression sur la déformation des jauges (phase hydrostatique) et d'autre part l'effet de la pression sur la sensibilité des jauges (phase déviatoire).

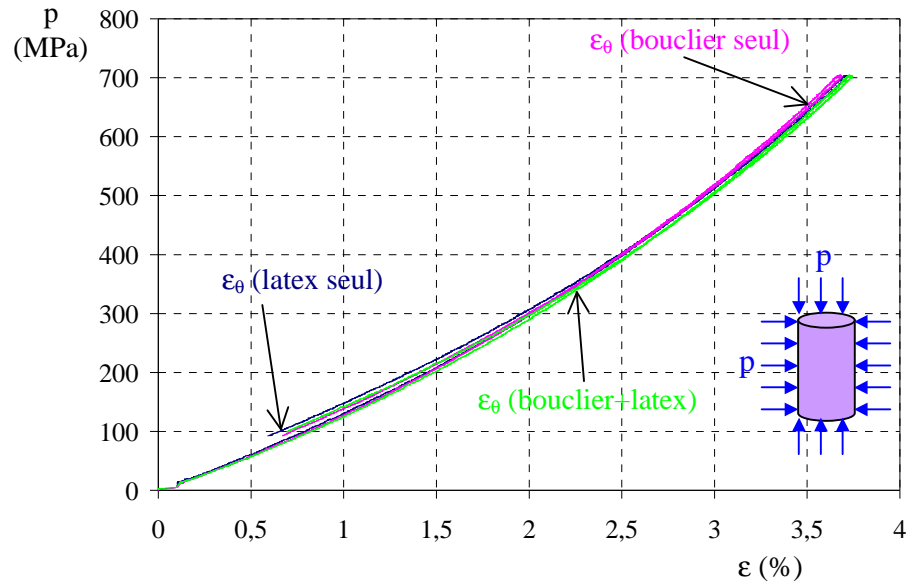


Figure 3-11 : Essais hydrostatiques menés sur un seul échantillon en polycarbonate – Influences du bouclier et de la membrane sur la mesure des déformations orthoradiales par jauge

3.4.4.1 Influence de la pression hydrostatique

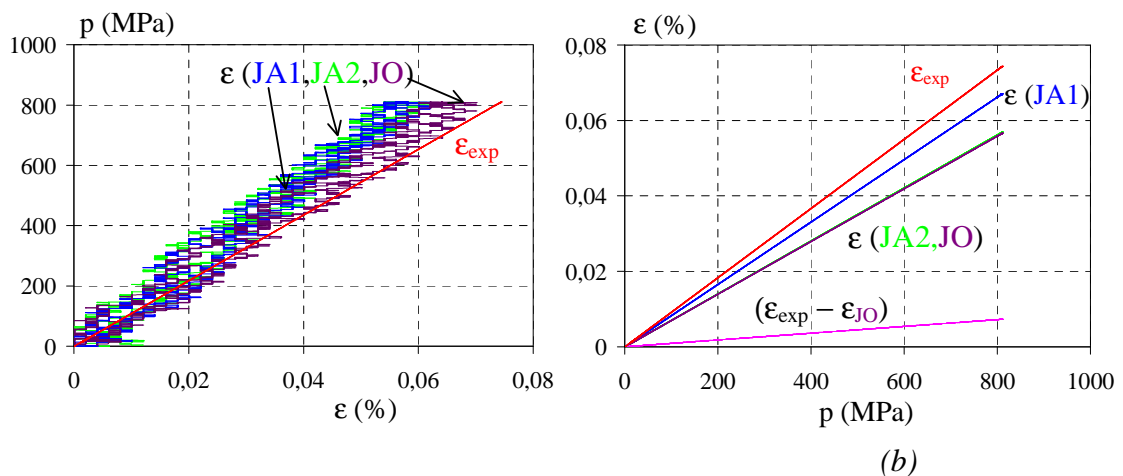


Figure 3-12 : Essai hydrostatique sur l'éprouvette en carbure de tungstène : pression de confinement p en fonction des déformations mesurées par les jauges axiales (JA1, JA2) et orthoradiale (JO) ; ϵ_{exp} : déformation de l'échantillon déterminée à partir des caractéristiques élastiques du carbure (identifiées par un essai de compression simple)

(a) Pression en fonction des déformations

(b) Erreur absolue maximale entre les déformations mesurées par jauges et celle calculée de l'échantillon

La Figure 3-12 a montre le résultat d'un essai hydrostatique jusqu'à 800 MPa. K , ϵ_x , ϵ_v sont respectivement le module de compressibilité, la déformation axiale et celle volumique de l'éprouvette de carbure de tungstène. Les déformations mesurées par deux

jauges axiales (JA1 et JA2) et par la jauge orthoradiale (JO) sont très proches et très faibles par rapport au bruit du signal. La déformation notée ϵ_{exp} est déterminée selon la formule (3-6).

$$p = K\epsilon_v = 3K\epsilon_x \quad (3-6)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3-7)$$

où : $E = 562,5$ GPa (module de Young) et $\nu = 0,24$ (coefficient de poisson) sont identifiés grâce à un essai de compression simple (cf. Figure 3-5).

Les courbes, présentées sur la Figure 3-12, montrent une erreur absolue maximale de la mesure de déformations par jauges ($\epsilon_{\text{exp}} - \epsilon_{\text{JO}}$) qui ne dépasse pas 0,01%. Compte-tenu des déformations importantes que le béton subira pour cette gamme de pression (plusieurs %), pour la suite l'influence de la pression hydrostatique sur la déformation des jauges sera négligée .

3.4.4.2 Influence de la pression sur la sensibilité

Cette influence est évaluée par l'intermédiaire d'essais triaxiaux à pressions de confinement différentes (0, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 650 MPa) sur une même éprouvette de carbure de tungstène. Il est connu que pour des matériaux métalliques, les relations entre les parties sphérique (pression / variation de volume) et déviatoire (déviateur de contrainte / déviateur de déformations) sont indépendantes [Bailly 2004]. Le comportement déviatoire (déviateur de contrainte / déviateur de déformations) du carbure de tungstène est donc indépendant de la pression de confinement. Des essais triaxiaux à différents niveaux de confinement doivent donc donner des réponses déviatoires équivalentes. Le capteur de force, étalonné avant et après cette série d'essais, n'a pas eu de variation significative de son comportement. La différence de réponse des jauges dans la phase déviatoire à différents niveaux de pression est donc le résultat d'une dépendance de la sensibilité des jauges avec la pression. La Figure 3-13a présente la contrainte axiale en fonction des déformations mesurées par jauges pour les essais triaxiaux à pressions de confinement différentes (0, 200, 400 et 650 MPa).

L'influence de la pression sur la mesure des jauges dans la phase déviatoire n'est pas clairement visible sur les courbes contrainte-déformations (Figure 3-13a). Celle-ci est plus évidente sur les courbes contrainte déviatoire-déformation axiale (Figure 3-13c). La Figure 3-13b montre l'évolution du module de Young identifié à partir des résultats obtenus et les valeurs correspondantes sont présentées dans le Tableau 3-5. Le module de Young "apparent" passe de 562,5 MPa à 632 MPa, soit une évolution de 12%. Cependant, les courbes contrainte déviatoire-déformations pour des niveaux de contrainte supérieurs à 800 MPa (Figure 3-13d) sont pratiquement confondues. La déformation de l'échantillon de carbure de tungstène à 650 MPa de confinement et à 800 MPa de contrainte déviatoire est inférieure à 0,2% (Figure 3-13a). Il semble qu'au début de la phase déviatoire, la réponse de jauges est influencée par la pression lorsque la déformation de l'échantillon est inférieure à 0,2%. Ce phénomène peut être lié aux effets

induits par la couche de colle entre la jauge et l'échantillon sur la réponse de la jauge lors de la transition du chargement hydrostatique au chargement déviatoire. Lorsque la déformation mesurée par la jauge dépasse 0,2%, la réponse de jauges devient insensible à la pression de confinement. Compte-tenu des déformations importantes du béton sous forte contrainte, l'influence de la pression sur la sensibilité de jauges au début de la phase déviatoire sera négligée.

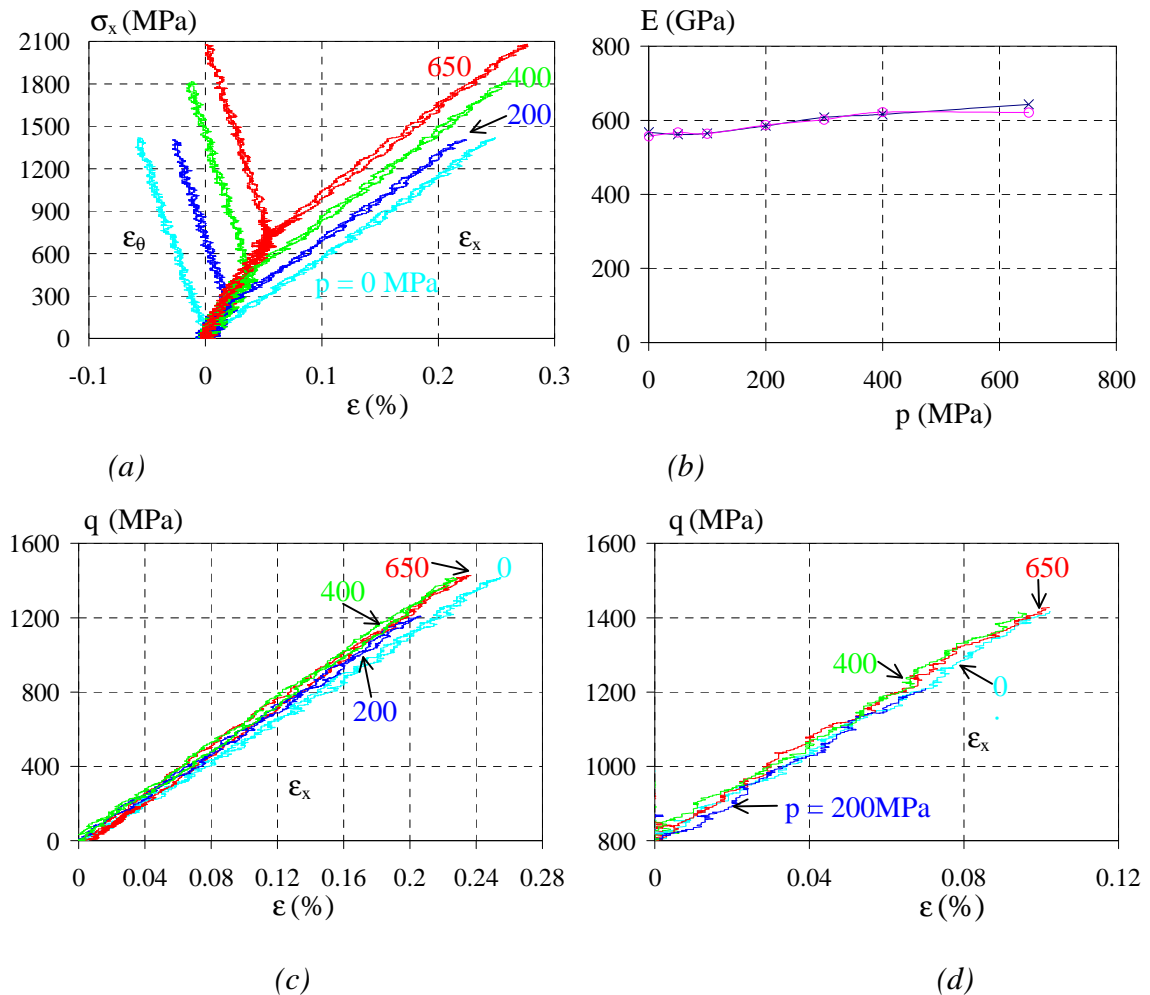


Figure 3-13 : Essais triaxiaux à confinements différents sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 37 \text{ mm}$ (position du capteur LVDT)

- (a) Contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation ϵ_x , ϵ_θ
- (b) Evolution du module de Young "apparent" avec la pression ;
- (c) Contrainte déviatoire en fonction de la déformation ϵ_x
- (d) Contrainte déviatoire en fonction de la déformation ϵ_x pour des niveaux de contrainte déviatoire supérieurs à 800 MPa

Pression (MPa)	0	50	100	200	300	400	650
E_x^1 (GPa)- JA1	568	562	565	585	608	616	643
E_x^2 (GPa)- JA2	557	567	564	587	602	622	621
E_x (GPa)-moy(JA1, JA2)	562,5	564,5	564,5	586	605	619	632

Tableau 3-5 : Evolution des modules de Young identifiés avec la pression

3.5 Mesure de la déformation par capteur LVDT

Dans cette partie, on présente l'influence de la position de la fixation du support du capteur LVDT et l'influence de la pression sur la réponse du capteur LVDT. Le dernier paragraphe est consacré au traitement du signal du LVDT lors des essais triaxiaux. Les tests d'influence sont menés avec l'éprouvette de carbure de tungstène et celle de polycarbonate.

3.5.1 Influence de la position du LVDT sur sa réponse

Le capteur LVDT se compose de deux parties : sa tige et son noyau (Figure 3-14a). Chaque partie du LVDT est fixée sur une enclume par l'intermédiaire de pièces de support (Figure 3-14b). Lors de la mise en place de l'équipage mobile dans l'enceinte, une pièce en aluminium de 25 mm de hauteur, présentée sur les Figure 3-14c et b, est utilisée pour enrôler les câbles dans l'enceinte. La Figure 3-14 c présente la vue en coupe de l'équipage mobile dans la cellule durant un essai.

La position du noyau du LVDT est immobile car la pièce inférieure du support du LVDT est fixée de manière rigide sur l'enclume inférieure. Par contre, la pièce supérieure du support du LVDT peut glisser sur l'enclume supérieure. Il est donc possible de choisir par la distance (e) entre le haut du support du LVDT et la surface supérieure de l'enclume (Figure 3-14b). On va voir que les déformations mesurées par le LVDT sont dépendantes de cette distance (e).

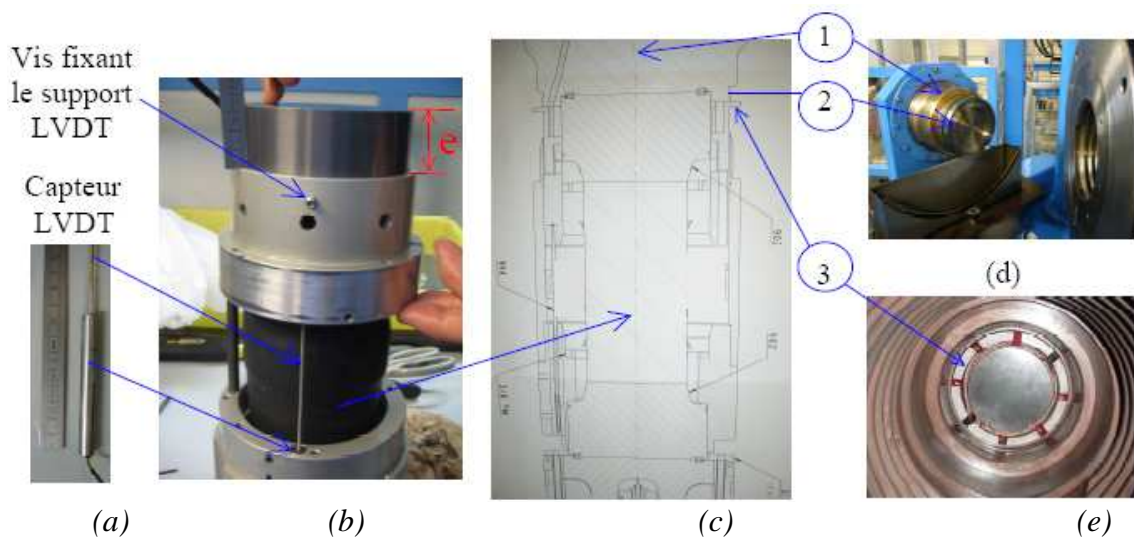


Figure 3-14 : Position du capteur LVDT

(a) Capteur LVDT

(b) Position du capteur LVDT dans l'équipage mobile repéré par la distance (e) entre le support LVDT et la surface d'extrémité de l'enclume supérieure

(c) Vue en coupe de l'équipage mobile dans la cellule de confinement : 1- Bouchon supérieur de l'enceinte servant de pièce d'appui pour l'enclume supérieure; 2- Bord du bouchon; 3 - Pièce en aluminium servant l'enroulement des câbles dans l'enceinte

(d) Bouchon de la cellule de confinement

(e) Mise en place de l'équipage mobile dans la cellule de confinement

Le concepteur de la presse a établi une procédure de préparation d'essai triaxial dans laquelle la distance (e) préconisée est égale à 30mm. Avec cette position, la fermeture du bouchon de la cellule pousse légèrement la pièce en aluminium en contact avec le support du LVDT (Figure 3-14c). Cela indique une augmentation du déplacement mesuré par le LVDT sur l'écran de supervision de l'ordinateur pilotant la presse et permet de vérifier si le capteur fonctionne correctement. Les fils du LVDT étant très minces et fragiles, ils peuvent se rompre facilement pendant les manipulations délicates lors de la mise en place de l'échantillon dans la cellule de confinement. Nous avons réalisés les premiers des essais triaxiaux en utilisant $e = 30$ mm jusqu'à mi-mars 2006.

Afin d'étudier l'influence de cette position sur la réponse du LVDT, j'ai effectué des essais de compression simple sur l'éprouvette de carbure de tungstène ($e = 30$ mm, 34 mm et 37 mm). La Figure 3-15 présente les résultats de ces essais et les comparer avec la mesure d'une jauge axiale collée au centre de l'échantillon.

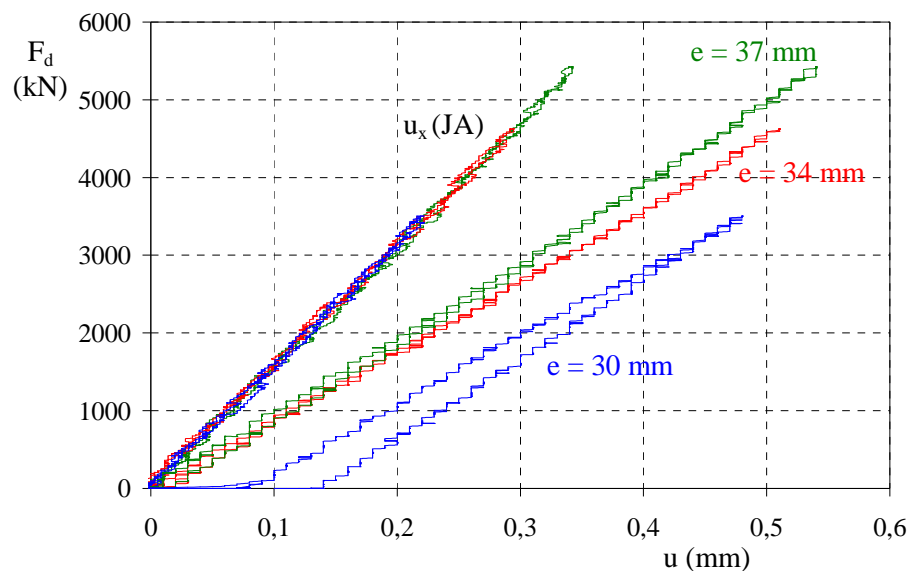


Figure 3-15 : Compressions simples sur l'éprouvette de carbure de tungstène avec les positions différentes du capteur LVDT ($e = 30$ mm ; 34 mm et 37 mm)

On observe que le raccourcissement axial de l'éprouvette, déduit de la mesure des jauges axiales (JA), est identique pour tous les essais, ce qui montre une bonne reproductibilité de l'essai. Cependant, le raccourcissement axial mesuré par le LVDT est, d'une part, plus grand que celui de la jauge et d'autre part, d'autant plus grand que le capteur à une position haute (e faible). Ces résultats s'expliquent de façon suivante : lorsque l'échantillon est sollicité, les enclumes en carbure de tungstène sont aussi sollicitées et se déforment aussi, le raccourcissement mesuré par le LVDT est donc la somme des raccourcissements de l'échantillon et d'une partie des enclumes, qui varie selon la position du support du LVDT.

Les enclumes sont elles-mêmes en carbure de tungstène. Pour e égal à 34 mm et ou à 37 mm, le raccourcissement mesuré par le LVDT représente bien le comportement élastique linéaire de l'échantillon et des enclumes.

Par contre, pour e égal à 30 mm, le déplacement augmente progressivement à force appliquée nulle au début de l'essai car le bord du bouchon est mis en contact avec l'enclume supérieure tandis que la surface principale du bouchon n'est pas en contact avec celle-ci avant le démarrage de l'essai. Puis, au cours de chargement, le bouchon en acier (Figure 3-14c, d) se déforme, le bord du bouchon fait donc glisser le support du LVDT sur les enclumes au fur et à mesure de l'augmentation de la force axiale. Malgré la présence de ce glissement, la relation force-déplacement reste linéaire lorsque la force déviatoire augmente. Cela montre que ce glissement est lié à des déformations élastiques du bouchon (en acier) et du support LVDT (en aluminium) (Figure 3-14c). Au déchargement, le bord du bouchon n'est plus en contact avec le support du LVDT, la mesure n'est donc plus influencée par ce biais. Le déchargement montre une relation force-déplacement linéaire et il y a un phénomène d'hystérésis entre le chargement et le déchargement. On peut remarquer par ailleurs que le phénomène du glissement du support du LVDT sur les enclumes n'intervient pas lorsque e égal à 34 mm ou à 37 mm.

Le choix de e égal à 34 ou à 37 mm permet une simplification du traitement des mesures du capteur LVDT. Le bilan de l'utilisation du capteur LVDT est le suivant : e égal à 30 mm : tous les essais triaxiaux effectués sur le béton avant le mi-mars 2006; e égal à 37 mm: tous les essais triaxiaux faits entre le mi-mars et le mi-avril 2006; e égal à

34 mm : les essais triaxiaux réalisés à partir du mi-avril 2006. Le choix e égal à 37 mm réduit au mieux la course maximale de la mesure du capteur LVDT et présente des difficultés supplémentaires pour l'enroulement des câbles en raison de l'espace limitée entre l'enclume supérieure et la paroi de l'enceinte (Figure 3-14e). Le choix e égal à 34 mm est un bon compromis entre la facilité de la mise en place des câbles et la simplification du traitement des mesures du capteur LVDT. Celui-ci est donc utilisé pour la procédure de préparation d'essai triaxial avec la presse GIGA à partir du mi-avril 2006. Afin de déterminer le raccourcissement de l'échantillon à partir de la mesure du LVDT, il est nécessaire de déterminer le raccourcissement supplémentaire généré par les déformations d'une partie des enclumes (quel que soit e) et du bouchon de la cellule de confinement ($e = 30$ mm) en fonction de la force déviatoire. La détermination de ce raccourcissement supplémentaire est présentée sur la Figure 3-16.

Le raccourcissement de l'échantillon, u_x , est déterminé par la relation suivante :

$$u_x = u_{total} - u_{enc(F_d, e)} \quad (3-8)$$

où: u_{total} est le raccourcissement total obtenu par capteur LVDT

$u_{enc(F_d, e)}$ est le raccourcissement supplémentaire généré par les déformations d'une partie des enclumes (quel que soit e) et du bouchon de la cellule de confinement ($e = 30$ mm) en fonction de la force déviatoire.

F_d est la force déviatoire.

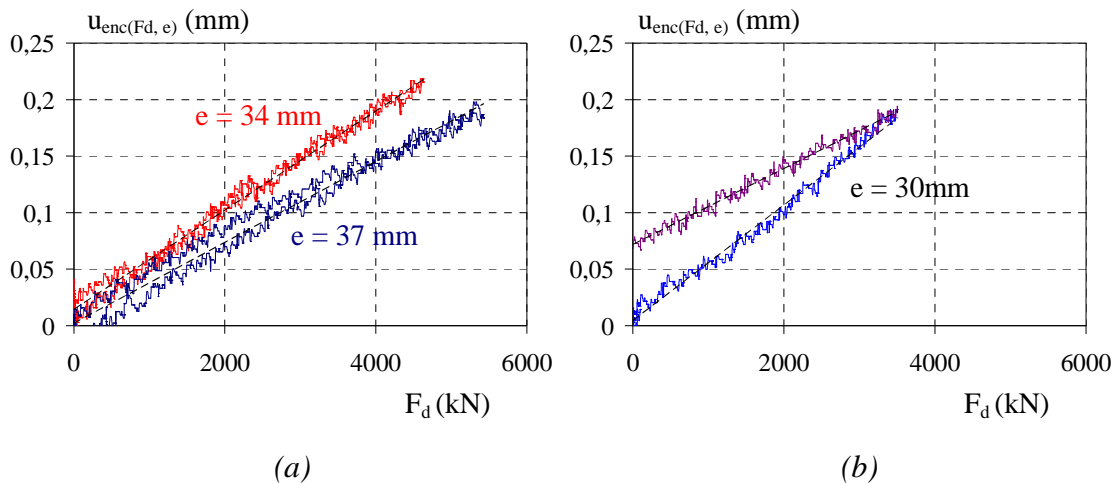


Figure 3-16 : Correction de la mesure à effectuer sur la mesure du capteur LVDT : raccourcissement d'une partie des enclumes mesuré par le LVDT

(a) $e = 34$ et 37 mm

(b) $e = 30$ mm

Pour $e = 34$ mm ou 37 mm :

D'après la Figure 3-16a, on a :

$$u_{enc}(F_d, e) = k_d F_d \quad (3-9)$$

où : k_d est le coefficient représentant la dépendance du raccourcissement généré par des déformations d'une partie des enclumes en fonction de la force déviatoire (k_d est l'inverse du coefficient de rigidité).

La détermination du coefficient k_d est présentée dans le Tableau 3-6 :

Position du capteur LVDT	k_d (mm/kN)
$e = 34$ mm	$4,4 \cdot 10^{-5}$
$e = 37$ mm	$3,6 \cdot 10^{-5}$

Tableau 3-6 : Coefficient k_d en fonction de la position du capteur LVDT ($e = 34$ mm ou 37 mm)

Pour $e = 30$ mm :

D'après la Figure 3-16b et 3-15, on a :

$$u_{enc}(F_d, e) = k_d F_d + c_0 + c_1 \quad (3-10)$$

où : c_0 est le glissement du capteur LVDT sur l'enclume supérieure au début d'un essai de compression simple ou bien au début de la phase déviatoire d'un essai triaxial. La valeur de c_0 , correspondant à la distance entre la surface principale du bouchon et l'enclume supérieure (inférieure à 3 mm) avant le démarrage de l'essai, peut être facilement déterminée en observant la réponse du LVDT (mm) en fonction la contrainte axiale (MPa) au début de la phase déviatoire (déplacement du LVDT pour une force déviatoire nulle).

c_1 est le raccourcissement permanent généré par les déformations du bouchon de la cellule de confinement. La valeur c_1 est dépendante de la force déviatoire maximale F_{dmax} appliquée sur l'échantillon.

Les valeurs de k_d et c_1 sont présentées dans le Tableau 3-7.

Position du capteur LVDT : $e = 30$ mm	k_d (mm/kN)	c_0 (mm)	c_1 (mm)
Chargement	$5,1 \cdot 10^{-5}$	(< 3 mm) à déterminer	0
Déchargement	$3,4 \cdot 10^{-5}$		$1,7 \cdot 10^{-5} F_{d(max)}$

Tableau 3-7 : Valeurs de k_d et c_1 pour $e = 30$ mm

3.5.2 Influence de la pression hydrostatique

Comme pour les jauges, l'influence de la pression sur les mesures effectuées avec le capteur LVDT a été évaluée avec l'éprouvette en carbure de tungstène. Cette influence a ensuite été validée avec l'éprouvette en polycarbonate par un essai hydrostatique.

La Figure 3-17 présente la phase hydrostatique d'un essai triaxial sur l'éprouvette en carbure de tungstène. La comparaison entre les signaux des jauges et du LVDT montre que l'influence de la pression hydrostatique sur le capteur LVDT est importante. La réponse du LVDT donne l'impression que l'éprouvette subit une déformation volumique négative (gonfle) sous pression hydrostatique. Ce paradoxe est dû à la rigidité plus faible de la tige du capteur LVDT (en acier) et des pièces du support (en aluminium) que la rigidité de l'éprouvette en carbure de tungstène. Cela provoque un éloignement relatif de la tige et du corps du LVDT et donc une mesure d'extension. Cet effet est moins marqué avec des éprouvettes en béton, bien moins rigide que le carbure de tungstène. Il apparaît néanmoins nécessaire de prendre en compte cette influence de la pression sur le capteur LVDT ($\Delta\varepsilon \approx 1,2\%$ à $p = 650$ MPa).

La Figure 3-18 met en évidence l'influence de la pression pour différentes valeurs de e . La valeur $e = 30$ mm montre une mesure d'extension la plus grande, qui s'explique par des déformations volumiques différentes des parties des enclumes entre les deux supports du LVDT qui sont les plus grands pour $e = 30$ mm. La mesure de l'allongement d'une éprouvette à partir de la mesure du LVDT sous pression hydrostatique est donnée par :

$$u_x = u_{total} - u_{(p, e)} \quad (3-11)$$

$$u_{(p, e)} = k_p p \quad (3-12)$$

où : u_{total} est l'allongement total obtenu par capteur LVDT

$u_{(p, e)}$ est l'allongement mesuré par capteur LVDT dû à l'effet de pression. La valeur de $u_{(p, e)}$ est dépendante de e et de la pression p .

k_p est le coefficient représentant la dépendance de l'allongement mesuré par capteur LVDT dû à l'effet de pression.

La valeur de k_p , présentée dans le Tableau 3-8, est dépendante de la position du LVDT.

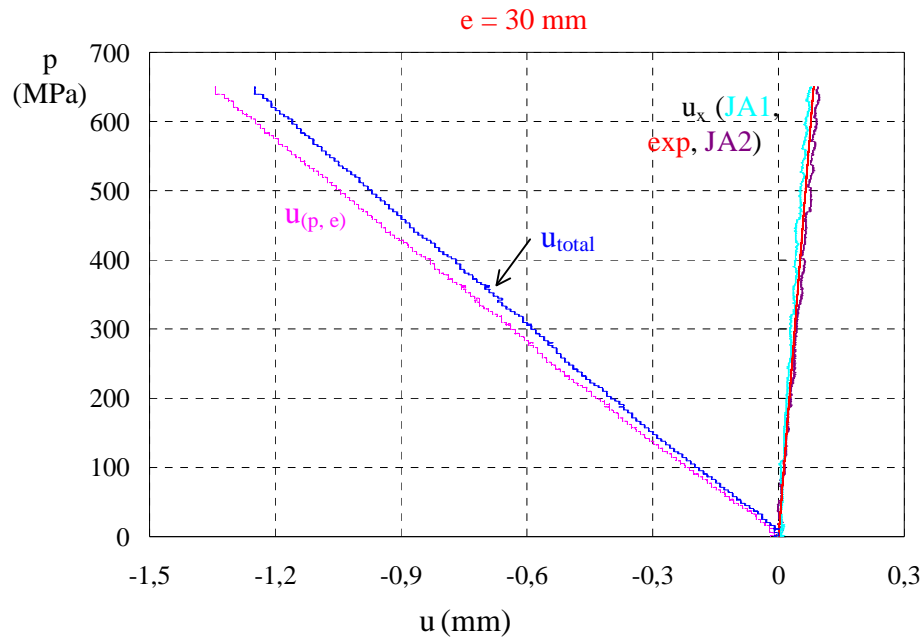


Figure 3-17: Phase hydrostatique d'un essai triaxial sur l'éprouvette en carbure de tungstène pour e égal à 30 mm : la réponse de la mesure obtenue par capteur LVDT (en mm) en fonction de la pression (en MPa)

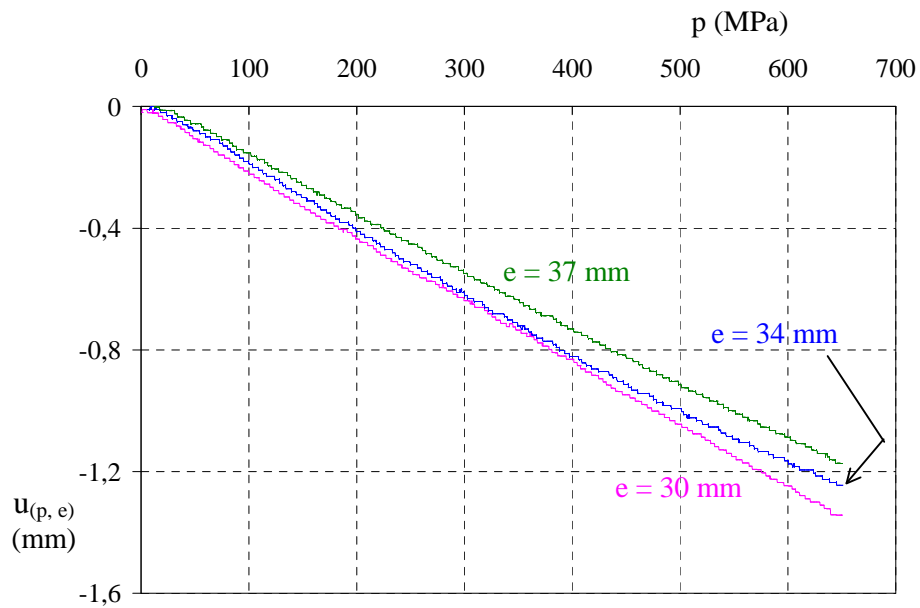


Figure 3-18: Phase hydrostatique des essais triaxiaux sur l'éprouvette en carbure de tungstène : l'allongement mesuré par capteur LVDT du à l'effet de pression en fonction de la pression et de la position du capteur LVDT ($e = 30$ mm ; 34 mm ou 37 mm)

Position du capteur LVDT	k_p (mm/ MPa)
$e = 30$ mm	$- 2,1 \cdot 10^{-3}$
$e = 34$ mm	$- 2,0 \cdot 10^{-3}$
$e = 37$ mm	$- 1,9 \cdot 10^{-3}$

Tableau 3-8 : Coefficient k_p en fonction de la position du capteur LVDT ($e = 30$ mm ; 34 mm ou 37 mm)

Afin de valider l'effet de la pression sur la mesure du capteur LVDT, un échantillon de polycarbonate a subi un test hydrostatique jusqu'à 650 MPa. La Figure 3-19 présente le résultat de cet essai avec les déformations mesurées par jauges axiale, circonférentielle et par capteur LVDT.

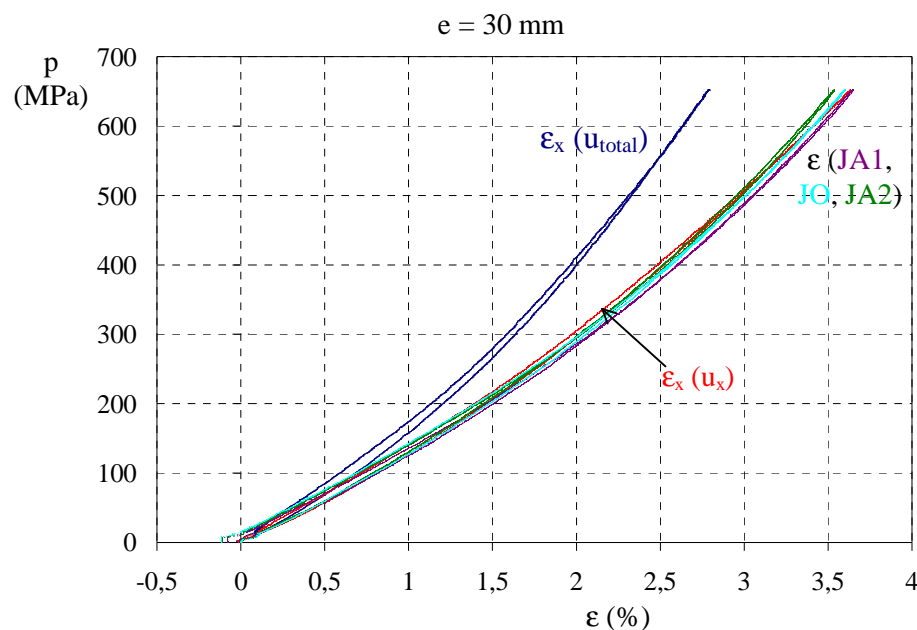


Figure 3-19: Essai hydrostatique sur polycarbonate : pression p en fonction des déformations obtenues par les jauges et le capteur LVDT

La déformation de l'échantillon donnée par le LVDT avec la prise en compte l'effet de la pression, est confondue à celles mesurées par les jauges axiales et orthoradiale. Ce résultat valide la prise en compte de l'effet de la pression sur le capteur LVDT.

3.5.3 Influence de la pression sur la sensibilité

L'influence de la pression sur la sensibilité du capteur LVDT dans la phase déviatoire est évaluée par l'intermédiaire d'essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes sur l'éprouvette de carbure de tungstène. Ces essais ont déjà permis d'étudier l'influence de la pression sur la sensibilité des jauges dans la phase déviatoire (paragraphe 3.4.4.2). Ces essais ont été effectués de manière consécutive dans la même journée, l'échantillon et le capteur LVDT sont restés dans l'enceinte de confinement du premier jusqu'au dernier essai.

La Figure 3-20a présente l’allongement du capteur LVDT ($e = 37 \text{ mm}$) en fonction de la contrainte axiale pour des essais triaxiaux de pressions de confinement différentes allant de 0 à 650 MPa. La Figure 3-20b et le Tableau 3-9 montrent l’évolution de la rigidité $K_{éch}$ de l’échantillon dans la phase déviatoire en fonction de la pression. Ce coefficient varie entre 10340 kN/mm et 10721 kN/mm, soit un écart de 3,4 %. Ce coefficient est dépendant de la position du support du LVDT (Figure 3-14a). Si plusieurs essais sont effectués consécutivement, la fixation du support du LVDT peut bouger légèrement. Cela peut conduire à une légère variation de la réponse du capteur LVDT et provoquer une faible évolution de la rigidité $K_{éch}$ mesurée. Compte-rendu cette dernière remarque et la faible évolution mesurée (3,4%), par la suite, on néglige l’influence de la pression sur la sensibilité du capteur LVDT dans la phase déviatoire.

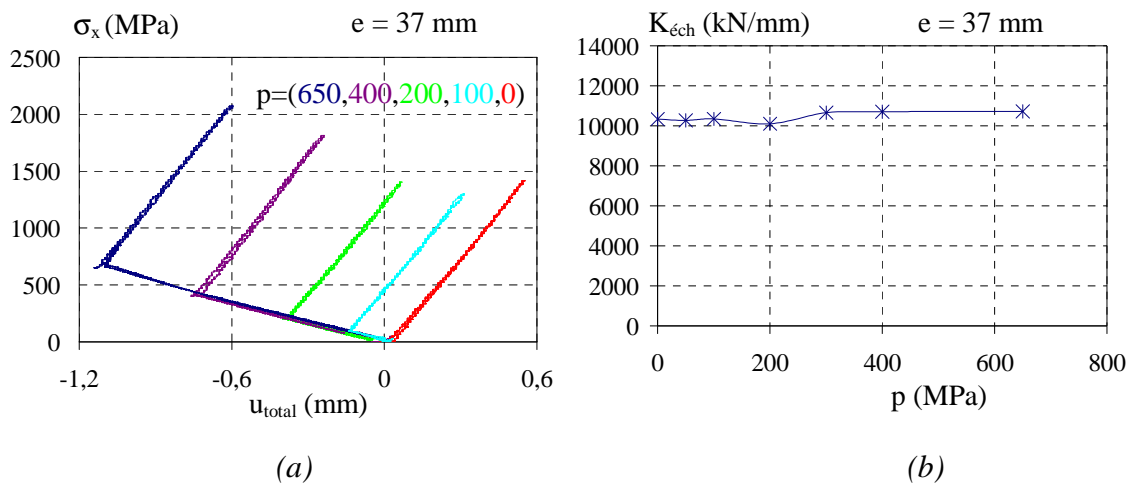


Figure 3-20 : Essais triaxiaux à confinements différents sur l’éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 37 \text{ mm}$ (position du capteur LVDT)

(a) Contrainte axiale en fonction de l’allongement du capteur LVDT ($e = 37 \text{ mm}$)

(b) Evolution des coefficients de rigidité $K_{éch}$ avec la pression

Pression (MPa)	0	50	100	200	300	400	650
$K_{éch}$ (kN/mm)	10340	10271	10350	10105	10660	10710	10721

Tableau 3-9: Evolution des coefficients de rigidité $K_{éch}$ avec la pression

3.5.4 Traitement du signal de mesure du capteur LVDT

Compte tenue des éléments présentés, en associant les équations (3-8) et (3-11), le raccourcissement de l’échantillon, mesuré par le LVDT, pour un essai triaxial est déterminé par l’expression suivante :

$$u_x = u_{total} - u_{(p, e)} - u_{enc(Fd, e)} \tag{3-13}$$

Pour $e = 34 \text{ mm}$ et 37 mm :

$$u_x = u_{total} - k_p p - k_d F_d \tag{3-14}$$

Pour $e = 30$ mm:

$$u_x = u_{total} - k_p p - (k_d F_d + c_0 + c_1) \quad (3-15)$$

Les valeurs de k_p , k_d , c_0 , c_1 sont dépendantes de e (position du capteur LVDT) (cf. paragraphes 3.5.1 et 3.5.2). Ces valeurs sont résumées dans le Tableau 3-10.

Position du capteur LVDT	k_p (mm/MPa)	k_d (mm/kN)	c_0 (mm)	c_1 (mm)
$e = 37$ mm	$- 1,9. 10^{-3}$	$4,4. 10^{-5}$		
$e = 34$ mm	$- 2,0. 10^{-3}$	$3,6. 10^{-5}$		
$e = 30$ mm				
Chargement	$- 2,1. 10^{-3}$	$5,1. 10^{-5}$	à déterminer (*)	0
Déchargement	$- 2,1. 10^{-3}$	$3,4. 10^{-5}$	($c_0 < 3$ mm)	$1,7. 10^{-5} F_{d(max)}$

Tableau 3-10 : Valeurs k_p , k_d , c_0 , c_1 pour la différente position du capteur LVDT ($e = 37$ mm ; 34 mm ou 30 mm) ; (*) c_0 : déplacement du capteur LVDT pour une force déviatoire nulle au début de la phase déviatoire d'un essai triaxial ; $F_{d(max)}$: force déviatoire maximale appliquée sur l'échantillon (en kN)

Les Figure 3-21 et Figure 3-22 montrent le traitement du signal du LVDT pour deux essais triaxiaux à 650 MPa de pression de confinement sur l'échantillon de carbure de tungstène pour des positions différentes du capteur LVDT ($e = 37$ mm (Figure 3-21) et 30 mm (Figure 3-22)). Notons que l'effet de la pression sur la mesure des déformations par jauges est faible et négligeable (cf 3.4.4). Les résultats de ces essais (Figure 3-21 et Figure 3-22) mettent en évidence une très bonne corrélation entre le signal du LVDT corrigé et les signaux des jauges axiales. Ces résultats permettent de confirmer que le signal de mesure du capteur LVDT est correctement traité.

3.6 Bilan du traitement des mesures

Lors des essais réalisés avec la presse GIGA, la déformation axiale moyenne de l'échantillon de béton peut atteindre 15%. Il est donc nécessaire de prendre en compte l'évolution du diamètre et de la longueur de l'éprouvette pendant un essai. Les grandeurs physiques sont donc traitées en grande déformation. Je présente successivement ci-dessous le traitement des mesures issues du capteur de pression, du capteur de température, du capteur de force, des jauges et du LVDT.

Déformation mesurée par jauges

La déformation incrémentale mesurée par jauge est calculée par l'équation suivante:

$$\delta \varepsilon_i = \frac{\delta L_i}{L_i} = \frac{1}{K_i} \cdot \frac{\delta R_i}{R_i} \quad (3-16)$$

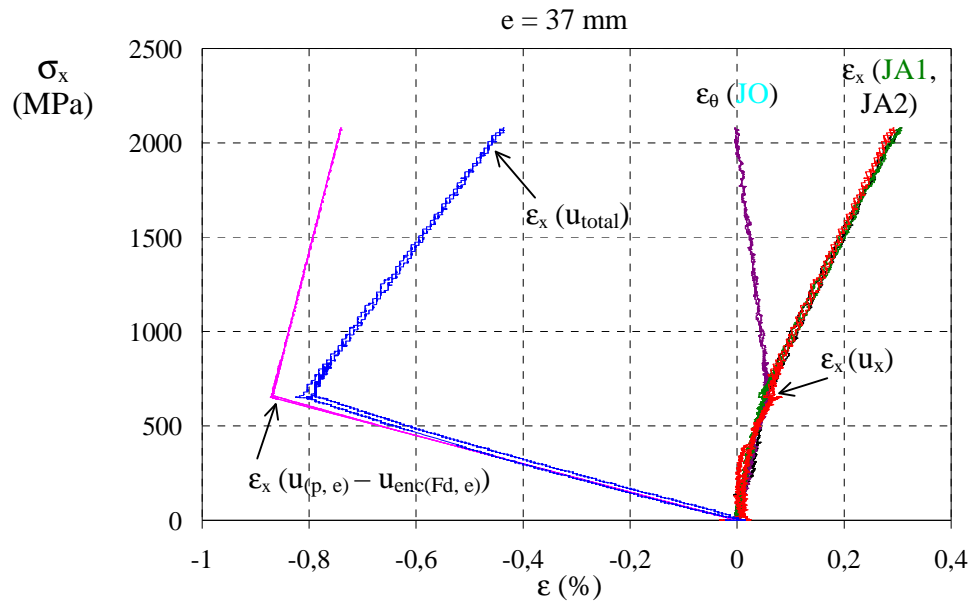


Figure 3-21 : Essai triaxial à 650 MPa de confinement sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 37 \text{ mm}$ (position du capteur LVDT) : contrainte axiale en fonction des déformations (non corrigées et corrigées) obtenues par le capteur LVDT et des déformations mesurées par jauges.

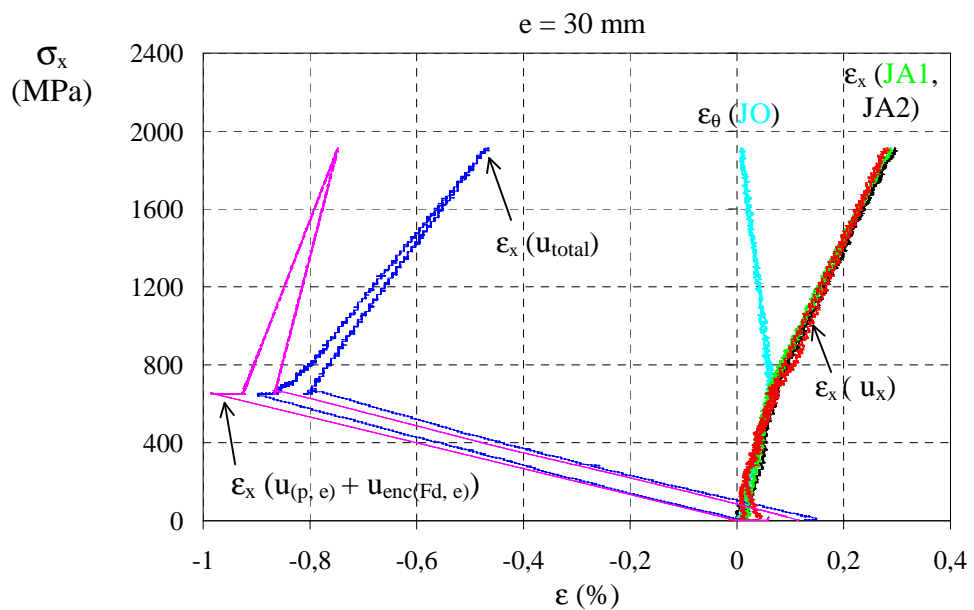


Figure 3-22 : Essai triaxial à 650 MPa de confinement sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 30 \text{ mm}$ (position du capteur LVDT) : contrainte axiale en fonction des déformations (non corrigées et corrigées) obtenues par le capteur LVDT et des déformations mesurées par jauges

La déformation totale à l'état i est calculée par addition :

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{i-1} + \delta\varepsilon_i = \varepsilon_{i-1} + \frac{1}{K_i} \cdot \frac{R_i - R_{i-1}}{R_i} \quad (3-17)$$

$$K_i = 2,065 (1 + 7.10^{-5}(T_i - 24)) \quad (3-18)$$

où : $i \geq 1$ et $\varepsilon_0 = 0$

K_i, R_i : Facteur et résistance de la jauge à l'état i (cf. 3.4.1: "Etalonnage")

T_i : température à l'état i mesurée par le capteur de température

Contrainte totale et déviatorique axiale

La force déviatoire incrémentale est mesurée par le capteur de force et calculée par :

$$F_{d(i)} = K_1 \left(F_{mes(i)} - K_2 p_{(i)} \right) \quad (3-19)$$

$F_{mes(i)}$: Signal mesuré par le capteur de force.

K_1, K_2 sont les coefficients prenant en compte l'effet de force déviatoire et l'effet de pression subis par le capteur de force (cf. 3.2: "Mesure de la force").

Les contraintes déviatoire et totale axiale sont calculées de manière incrémentale à l'état i dans le cadre des grandes déformations par les équations ci-dessous:

$$\sigma_{d(i)} = \frac{F_{d(i)}}{S_i} = \frac{4 \cdot F_{d(i)}}{\pi \cdot D_i^2} \quad (3-20)$$

$$D_i = D_{i-1} + \delta D_i = D_{i-1} + \delta\varepsilon_i \cdot D_{i-1} = D_{i-1} \cdot (1 + (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})) \quad (3-21)$$

$$\sigma_{x(i)} = \sigma_{d(i)} + p_i \quad (3-22)$$

où: $i \geq 1$ et $\varepsilon_0 = 0$

$F_{d(i)}$: Force déviatoire appliquée sur la surface d'appui de l'échantillon

D_i, S_i : Diamètre et section de surface de l'échantillon à l'état i

p_i : Pression de confinement subie par l'échantillon à l'état i

$\sigma_{d(i)}, \sigma_{x(i)}$: Contraintes déviatoire et totale axiale subies par l'échantillon à l'état i

ε_i : Déformation orthoradiale (circonférentielle) mesurée par jauge à l'état i

Déformation globale mesurée par le capteur LVDT

La déformation de l'échantillon obtenue par le capteur LVDT est calculée de manière incrémentale à l'état i dans le cadre des grandes déformations par les équations suivantes :

Pour $e = 34$ mm et 37 mm :

$$u_{x(i)} = u_{total(i)} - k_p p_i - k_d F_{d(i)}$$

Pour $e = 30 \text{ mm}$:

$$u_{x(i)} = u_{\text{total}(i)} - k_p p_i - (k_d F_{d(i)} + c_0 + c_1)$$

où:

$u_{x(i)}$ est le raccourcissement de l'échantillon à l'état i

$u_{\text{total}(i)}$ est le raccourcissement total obtenue par le capteur LVDT à l'état i

k_p , k_d , c_0 , c_1 sont des coefficients dépendants de e (position du capteur LVDT) (cf. paragraphes 3.5.1, 3.5.2 et 3.5.4). Les valeurs de ces coefficients sont présentées dans le Tableau 3-10.

$$L_i = L_0 - u_{x(i)} \quad (3-23)$$

$$\varepsilon_{x(i)} = \varepsilon_{x(i-1)} + \delta\varepsilon_{x(i)} = \varepsilon_{x(i-1)} + \frac{\delta u_{x(i)}}{L_i} \quad (3-24)$$

$$\varepsilon_{x(i)} = \varepsilon_{x(i-1)} + \frac{u_{x(i)} - u_{x(i-1)}}{L_0 - u_{x(i)}} \quad (3-25)$$

où: $i \geq 1$ et $\varepsilon_0 = 0$;

L_0 : Longueur initiale de l'échantillon

L_i : Longueur de l'échantillon à l'état i

Des programmes de traitement des données des essais ont été développés sous Excel et sous Matlab. Ces programmes permettent d'obtenir rapidement les grandeurs physiques souhaitées à partir des fichiers de données brutes d'un essai.

3.7 Choix de l'instrumentation d'un échantillon

La mise au point de l'instrumentation d'un échantillon pour un essai triaxial a été présentée dans le chapitre 2 (cf. 2.3). L'échantillon est instrumenté avec deux jauges orthoradiales diamétralement opposées, une jauge axiale et un capteur LVDT. Ce paragraphe a pour objet d'expliquer ce choix.

D'un point de vue expérimental, compte tenu du caractère poreux du béton et de la pression de confinement importante d'un essai triaxial, le nombre idéal de jauges sur l'échantillon est de deux jauges circonférentielles diamétralement opposées et deux jauges axiales diamétralement opposées. Toutefois, en raison du volume limité de la cellule, la presse ne dispose que d'un nombre de fils qui ne permettent d'utiliser simultanément qu'un capteur LVDT et trois jauges au maximum. Afin de choisir une instrumentation d'un échantillon le plus adéquat, nous avons effectué des essais triaxiaux sur les échantillons de béton instrumentés de manières différentes.

La Figure 3-23 montre le résultat d'un essai triaxial à 650 MPa de confinement sur un échantillon de béton R30A7 qui est instrumenté avec trois jauges (deux jauges axiales (JA1 et JA2) et une orthoradiales (JO). Un capteur LVDT a aussi été utilisé pour mesurer la déformation moyenne de l'échantillon. Cet échantillon (A5-61) est très humide (degré de saturation de 85%).

La Figure 3-23a présente la contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation. Cette figure montre que les déformations mesurées par les deux jauges axiales et la déformation obtenue par capteur LVDT sont très proches. La Figure 3-23c représente les déformations axiales mesurées par ces deux jauges en fonction de celle mesurée par le LVDT. Cette dernière figure montre que les déformations mesurées par les jauges sont pratiquement équivalentes à celles obtenues par le LVDT. Cela indique une bonne homogénéité du béton et du chargement. Cet essai montre aussi qu'il est possible de quantifier la déformation axiale de l'échantillon avec une instrumentation plus modeste.

Par ailleurs, la Figure 3-23b montre qu'il y a un écart faible mais observable entre la déformation mesurée par la jauge orthoradiale et celles obtenues par la jauge axiale JA1 et le LVDT. De plus, sous fort confinement, lorsque la déformation de l'échantillon devient importante, la jauge peut être abîmée. Il semble ainsi nécessaire d'utiliser un nombre plus important de jauges orthoradiales afin d'augmenter la fiabilité de cette mesure.

La Figure 3-24 présente le résultat d'un essai triaxial à 200 MPa de confinement sur un échantillon de béton R30A7 saturé. Cet échantillon est instrumenté avec trois jauges (deux jauges orthoradiales (JO1 et JO2) et une axiale (JA). Un capteur LVDT a aussi été utilisé pour cet essai.

La Figure 3-24a montre le résultat de cet essai en terme de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et circonférentielles. Cette figure et la Figure 3-24c mettent en évidence que la déformation axiale mesurée par jauge est presque équivalente à celle obtenue par capteur LVDT pour tout l'essai. Cela confirme à nouveau le caractère homogène de l'essai.

La Figure 3-24b illustre l'écart observable entre les déformations mesurées par les deux jauges circonférentielles diamétralement opposées pendant la phase hydrostatique. Cependant, la déformation moyenne de deux jauges orthoradiales est confondue avec celle obtenue par le LVDT.

Cet essai montre qu'il est préférable d'instrumenter l'échantillon avec deux jauges orthoradiales diamétralement opposées afin de pouvoir quantifier de manière plus fiable la déformation circonférentielle de l'échantillon. Par ailleurs, le LVDT peut être placé diamétralement opposé à la jauge axiale afin d'obtenir d'une déformation axiale moyenne de l'échantillon. C'est la raison pour laquelle les échantillons de béton dans cette étude ont systématiquement été testés avec deux jauges orthoradiales opposées, une jauge axiale et un capteur de LVDT.

3.8 Conclusion

Les mesures de pression et de force sont réalisées grâce à des capteurs intégrés à la machine GIGA. La mesure de pression est considérée comme une mesure de référence. Le comportement du capteur de force est contrôlé par l'intermédiaire d'essais de compression simple sur un échantillon de carbure de tungstène. Les essais de validation montrent que le chargement en pression est homogène et isotrope et que le chargement axial est homogène.

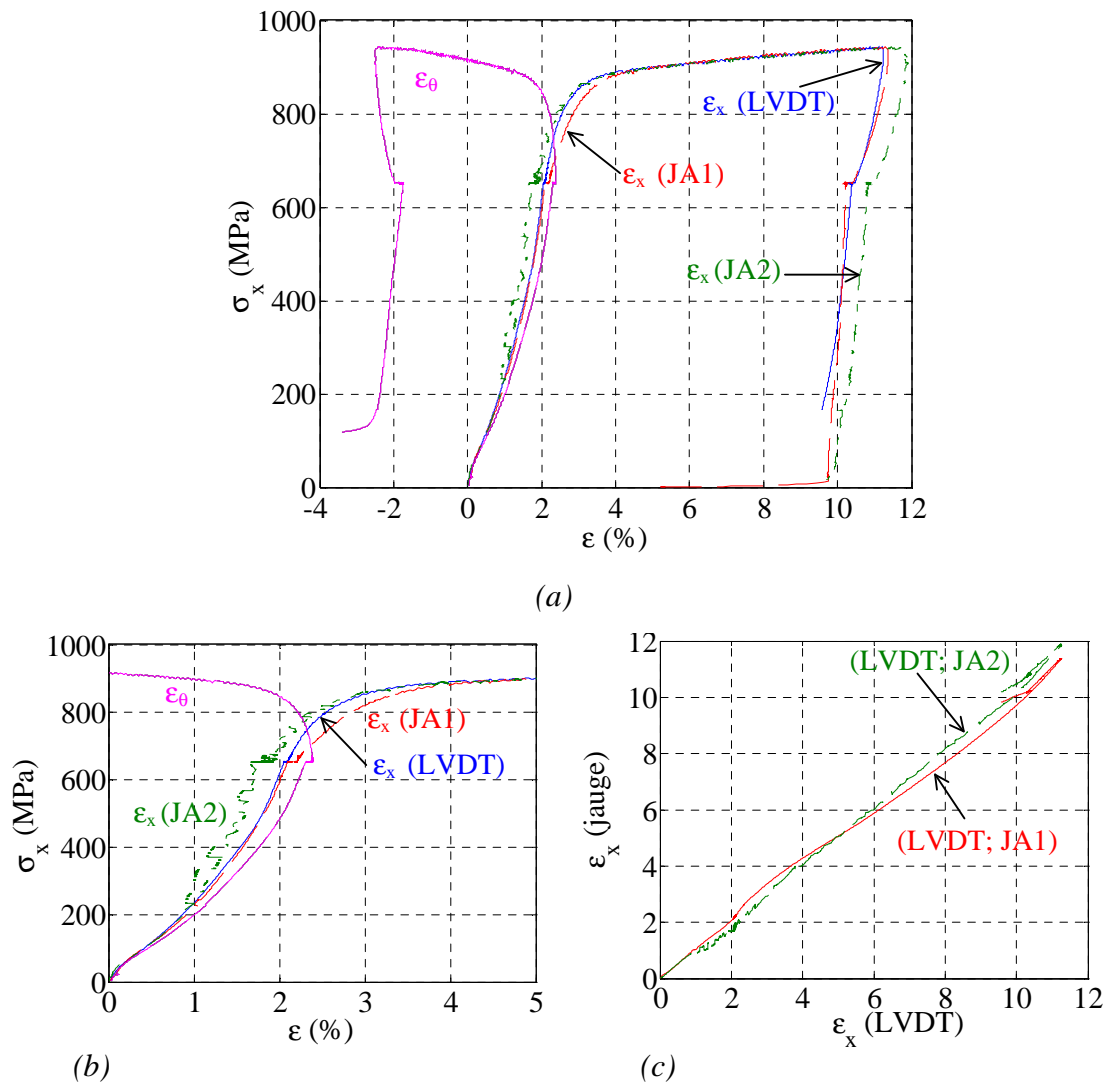


Figure 3-23 : Essai triaxial à 650 MPa de confinement sur un échantillon très humide ($Sr = 85\%$) instrumenté avec deux jauges axiales, une jauge circonférentielle et un capteur LVDT ; Sr : degré de saturation de l'échantillon ; ϵ_x (JA1), ϵ_x (JA2), ϵ_x (LVDT) : déformations axiales mesurées par les jauges axiales (JA1, JA2) et par le capteur LVDT ; ϵ_θ : déformation circonférentielle mesurée par jauge.

- (a) Contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ
- (b) Zoom de la figure (a)
- (c) ϵ_x (JA1) et ϵ_x (JA2) en fonction de ϵ_x (LVDT)

Les influences de la température et du dispositif de protection des jauges sur la mesure des jauges ont été mises en évidence. Elles sont très faibles et peuvent être négligées. De même, l'influence de la pression sur la mesure des jauges est aussi négligeable.

La mesure du LVDT permet de déterminer la déformation axiale moyenne de l'échantillon. L'influence de la position du support LVDT sur la réponse du LVDT a été mise en évidence. La pression modifie fortement les mesures du LVDT. Par ailleurs, la déformation mesurée par le LVDT contient une partie de la déformation des enclumes qui est proportionnelle à la force axiale appliquée sur l'échantillon. Il est donc nécessaire

de prendre en compte l'influence de la pression sur le LVDT et de soustraire la déformation des enclumes lors du traitement des données.

La déformation axiale moyenne de l'échantillon de béton lors des essais triaxiaux peut atteindre 15%. Les déformations axiales et orthoradiales ainsi que la contrainte déviatoire sont calculées de manière incrémentale.

Les essais effectués sur les échantillons de béton instrumentés de manières différentes ont montré le choix d'instrumentation le plus adéquat. L'échantillon est instrumenté avec deux jauges orthoradiales, une jauge axiale et un capteur LVDT. Ce choix est systématiquement utilisé pour l'ensemble de cette étude.

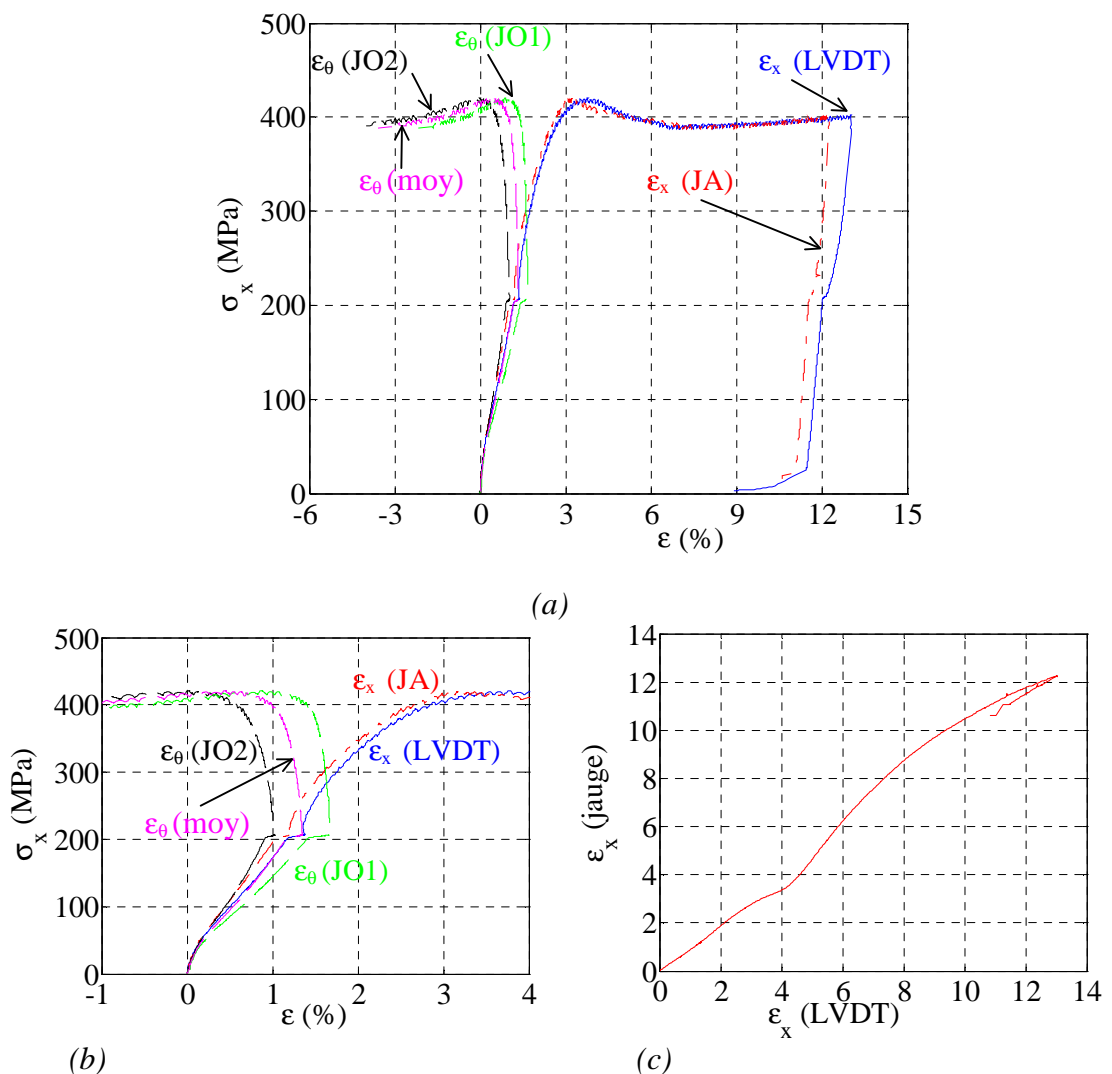


Figure 3-24 : Essai triaxial à 200 MPa de confinement sur un échantillon saturé instrumenté avec deux jauges circonférentielles, une jauge axiale et un capteur LVDT ; ϵ_θ (JO1), ϵ_θ (JO2) : déformations circonférentielles mesurées par jauges JO1, JO2 ; ϵ_θ (moy) : déformation moyenne de ϵ_θ (JO1) et ϵ_θ (JO2) ; ϵ_x (JA), ϵ_x (LVDT) : déformations axiales obtenues par jauge axiale JA et par capteur LVDT
 (a) Contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ
 (b) Zoom de la figure (a) ; (c) ϵ_x (JA) en fonction de ϵ_x (LVDT)

Chapitre 4: Influence du degré de saturation

Nous présentons dans ce chapitre les résultats des essais triaxiaux et l'analyse des comportements axial, volumique et déviatoire des échantillons en fonction du degré de saturation du béton. Nous terminons par une analyse des états limites et des modes de rupture du béton.

4.1 Comportement du béton en fonction du degré de saturation

La campagne d'essais triaxiaux réalisée permet d'étudier l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement. Le bilan des essais réalisés en terme de degré de saturation et de pression de confinement est présenté dans le Tableau 4-1.

Dans cette section, les résultats des essais de compression simple sur les échantillons à différents degrés de saturation sont présentés afin de donner une idée de l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement en compression simple. L'ensemble des résultats des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation du béton et différentes pressions de confinement sont ensuite analysés pour mettre en évidence l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement sous fort confinement.

4.1.1 Essais de compression simple

Les essais de compression simple sur les échantillons à différents degrés de saturation sont pilotés à déplacement imposé. Ils sont pilotés avec une vitesse de déformation constante de l'ordre de $9 \cdot 10^{-6}$ /s (cf. 2.2.1). Le Tableau 4-2 donne les conditions de conservation des échantillons, le degré de saturation du béton et les valeurs du module de Young E et du coefficient de Poisson ν identifiées à partir des essais effectués.

Les échantillons A0-8 et AS1-3 ont été préalablement conservés dans l'eau pendant 103 jours. L'échantillon sec A0-8 a ensuite été mis dans l'étuve (température 50°C, humidité relative 8%) pendant une durée de 92 jours. L'échantillon AS1-3 a ensuite été laissé dans l'air ambiant pendant une durée de 60 jours.

Les échantillons A0-2, A0-3 ont été conservés dans l'eau pendant 292 jours. Ces échantillons ont été sortis de l'eau juste avant le commencement d'essai.

Degré de saturation Sr (%)	Pression de confinement p (MPa)	Numéro de l'échantillon
Sr=11% (béton sec)	p=0	A0-8
	p=50	A0-5
	p=100 (*)	A9-75
	p=200 (*)	A9-76
	p=400 (*)	A7-82
	p=500 (*)	A9-72
	p=650	A11-5
Sr=42%	p=0	AS1-3
Sr=50%	p=400	A5-63
Sr=70%	p=200	A6-99
	p=650	A6-96
Sr=85% (béton très humide)	p=50	A6-92
	p=100	A6-98
	p=400 (n1)	A6-94
	p=400 (n2)	A5-59
	p=650	A5-61
Sr=100% (béton saturé)	p=0	A0-2
	p=0	A0-3
	p=50	AS3-3
	p=100	AS3-5
	p=200	A0-1
	p=400	AS3-6
	p=650	AS3-2

Tableau 4-1 : Récapitulatif des essais effectués sur des échantillons de degrés de saturation différents et pour différents pression de confinement; (*) Essais réalisés par T. Gabet [Gabet 2006]

Echantillon	A0-8	AS1-3	A0-2	A0-3
Degré de saturation Sr (%)	11% (sec)	42%	100% (saturé)	100% (saturé)
Conservation (jours – j) :				
- dans l'eau (eau)	103 j (eau) +	103 j (eau)	292 j (eau)	292 j (eau)
- dans l'étuve (étuve à 50°C)	92 j (étuve)			
- dans l'air ambiant (air)		+ 60 j (air)		
Dimension : D x H (cm)	7 x 14	11 x 21	7 x 14	7 x 14
Contrainte à rupture (σ_{max})	42 MPa	34 MPa	32 MPa	32 MPa
Zone élastique pour le calcul du module de Young E et ν	entre 6 et 25 MPa	entre 0 et 20 MPa	entre 6 et 25 MPa	entre 6 et 25 MPa
Module de Young (E)	24 GPa	25 GPa	25 GPa	25 GPa
Coefficient de Poisson (ν)	0,13	0,16	-	-

Tableau 4-2 : Essais de compression simple : conditions de conservation et caractéristiques des bétons de degrés de saturation différents (Sr)

L'âge de ces échantillons est différent et l'échantillon AS1-3 est plus important que les autres. L'analyse de l'effet d'âge du béton, présentée au paragraphe 2.1.3.1, montre que

ce paramètre n'a pas d'influence significative sur la résistance en compression simple pour un âge compris entre 6 et 10 mois et conservés de même manière. En généralisant cette hypothèse, nous présentons le résultat de ces essais afin d'avoir une idée de l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement en compression simple. D'autres essais en compression simple sur les échantillons de même taille et d'âge identique seraient nécessaires pour caractériser de manière plus précise l'influence du degré de saturation.

Les Figure 4-1a et b montrent les résultats des essais de compression simple réalisés dans le cadre de cette étude.

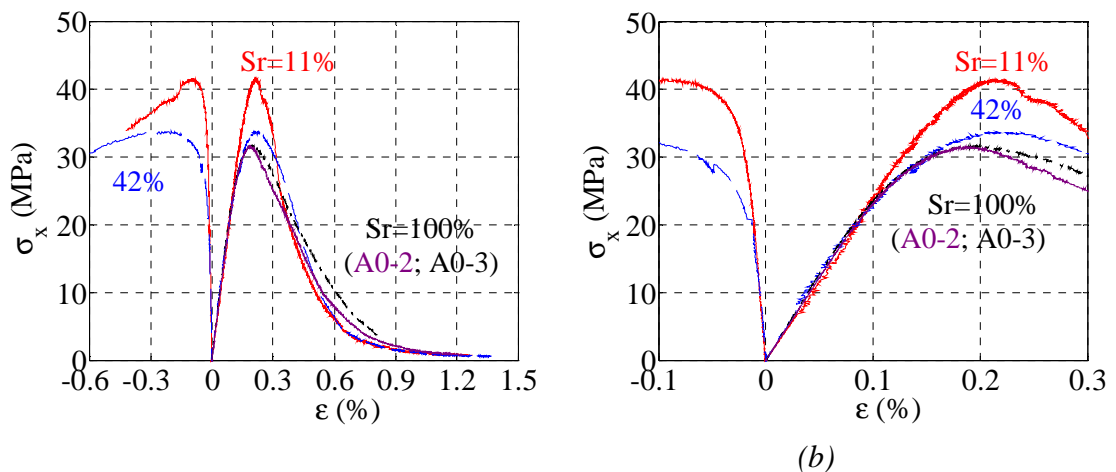


Figure 4-1 : Essais de compression simple effectués sur des échantillons de différents degrés de saturation (S_r)

(a) Contrainte axiale σ_x en fonction de déformations (ϵ_x , ϵ_θ)

(b) Zoom de la figure (a)

Les résultats des essais montrent bien l'effet du séchage sur la contrainte à la rupture. Nous constatons une augmentation de l'ordre de 31% de la valeur obtenue pour l'échantillon sec par rapport à celle obtenue pour l'échantillon saturé. La contrainte à rupture de l'échantillon humide ($S_r = 42\%$) est seulement 6% plus grande que celle de l'échantillon saturé. L'augmentation de la résistance du béton lors de l'échauffement s'explique par les effets induits du processus de séchage (l'effet de succion capillaire des bétons secs et humides, l'effet de confinement latéral au cœur des bétons secs et humides, et l'effet moteur sur la propagation et l'ouverture de microfissures due au chargement mécanique axial des bétons saturés (cf. 1.2.1.1 et 1.2.1.3)).

Par ailleurs, le module de Young et le coefficient de Poisson de l'échantillon sec sont respectivement 4% et 19% plus faibles que ceux obtenus avec l'échantillon humide ($S_r = 42\%$).

En effet, le processus de séchage du béton sec et humide crée la non uniformité de l'humidité interne de la structure du béton, ce qui conduit à la création des gradients hydriques. Ces gradients génèrent deux effets distincts : la microfissuration induite par la dessiccation et l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon (cf. 1.2.1.1 et 1.2.1.3). Lors du départ de l'eau libre des pores capillaires, la microfissuration est

générée par une contractance différente entre les parties internes et externes de l'échantillon tandis que l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon est résulté de la contractance de la zone externe sur le cœur de l'échantillon. La valeur identique du module de Young obtenu (25 GPa) pour l'échantillon saturé et celui humide peut s'expliquer par un effet compétitif entre rigidification (par l'effet de succion capillaire et l'effet de confinement latéral au cœur de l'échantillon) et endommagement (par microfissuration induite) du matériau. Par contre, une fois que le béton est séché dans l'étuve à 50°C, la structure du béton présente un endommagement important, le module de Young et le coefficient de Poisson diminuent. Cela est vérifié par le fait que le module de Young et le coefficient de Poisson de l'échantillon sec sont plus faibles que ceux de l'échantillon humide.

4.1.2 Essais triaxiaux

Cette partie présente les résultats des essais avec notamment les courbes de comportement axial, volumique et déviatoire pour différents degrés de saturation du béton et différentes pressions de confinement. Les paramètres des essais réalisés (vitesse de chargement en pression et vitesse de déplacement du vérin principal) sont identiques (cf. 2.3.2).

4.1.2.1 Comportement axial

Le développement de la procédure expérimentale, présenté au chapitre 3, montre qu'il est préférable de tester chaque échantillon de béton avec trois jauges et un capteur LVDT (cf. 3.7). Cependant, un de trois conditionneurs constituant des chaînes de mesures de jauges de la presse GIGA n'a pas fonctionné durant une longue période de la campagne d'essais effectués, ce qui ne nous permet que de faire un essai avec deux jauges au maximum. Afin d'avoir une mesure fiable de la déformation circonférentielle, nous avons choisi de tester un essai avec deux jauges circonférentielles, certains essais effectués n'ont donc pas de déformation axiale obtenue à partir de la mesure de la jauge. De plus, la mesure du capteur LVDT a donné la déformation axiale de l'échantillon du début jusqu'à la fin d'essai pour la plupart des essais effectués. Nous choisissons donc la dernière déformation comme celle de référence pour la comparaison du comportement des échantillons.

La Figure 4-2 représente l'évolution de la contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation lors des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation et pour différentes pression de confinement. La déformation axiale représentée (ϵ_x) est obtenue à partir de la mesure du capteur LVDT tandis que la déformation circonférentielle (ϵ_θ) correspond à la moyenne de la mesure des deux jauges diamétralement opposées. Les échelles des quatre graphiques sont identiques.

Durant la phase hydrostatique des tests, nous observons que la plupart des essais suivent la même courbe contrainte-déformation pour un degré de saturation donné. Cela montre une bonne reproductibilité du comportement du béton bien que les échantillons proviennent de blocs différents, coulés à des dates différentes. Cela indique que les procédures de réalisation du béton et de préparation des échantillons sont pertinentes. Par ailleurs, sur la plupart des essais effectués, les déformations axiale et circonférentielle

sont très proches durant la phase hydrostatique, ce montre que le comportement du béton est quasiment isotrope pour ces niveaux de sollicitation.

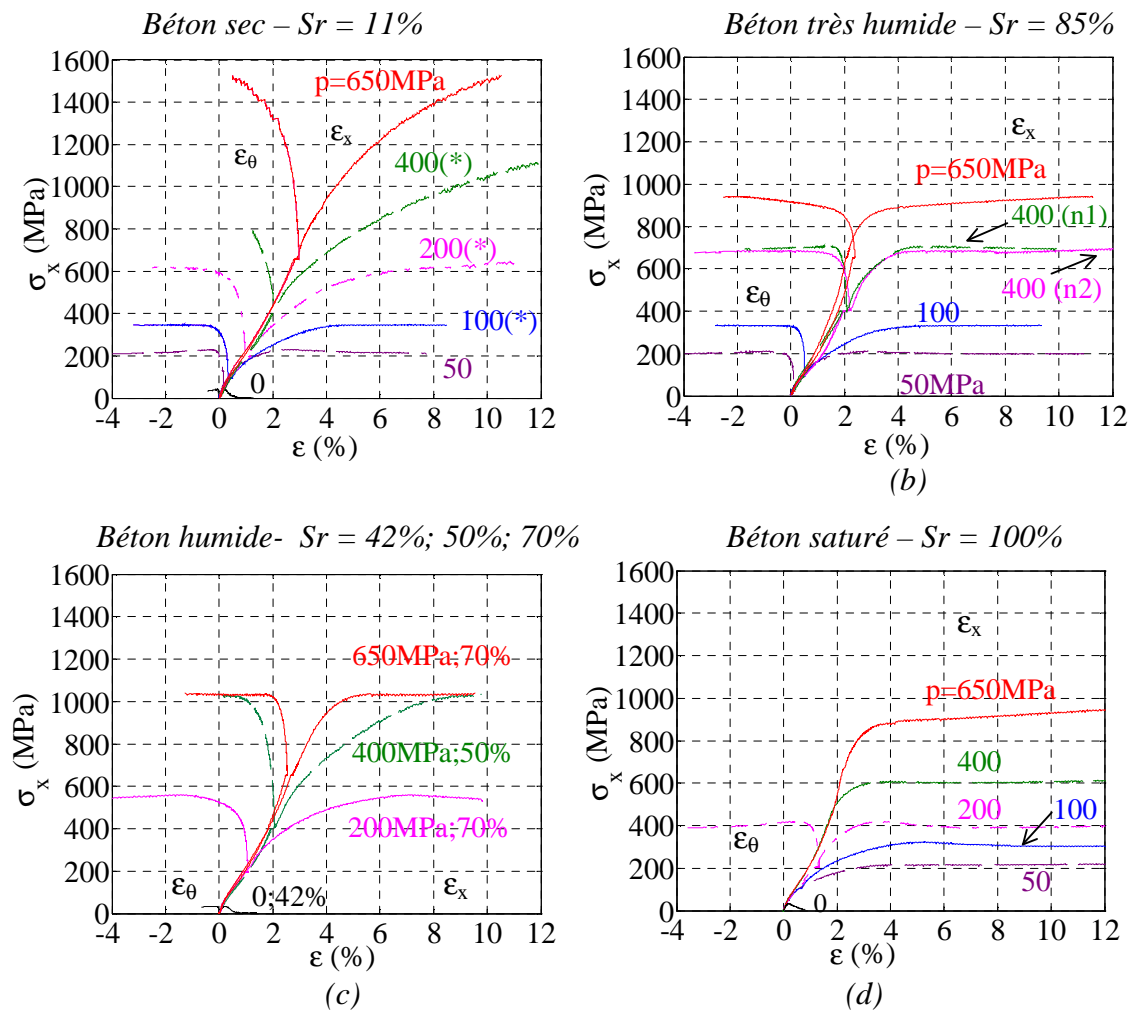


Figure 4-2 : Résultats des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation et différentes pressions de confinement : Contrainte axiale σ_x en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon

(a) Essais sur les échantillons secs ($S_r=11\%$) ; (*) Essais effectués par T. GABET [Gabet 2006]

(b) Essais sur les échantillons très humides ($S_r=85\%$)

(c) Essais sur les échantillons humides ($S_r=42\%$; 50%; 70%)

(d) Essais sur les échantillons saturés ($S_r=100\%$)

Pour des niveaux de confinement de 50 et de 100 MPa, les résultats montrent un comportement du béton qui semble similaire quel que soit le degré de saturation du béton. Pour des confinements plus importants, les résultats sur les échantillons secs (Figure 4-2a) montrent que la capacité de chargement du béton augmente significativement avec la pression de confinement. Pour ces essais, aucun pic de contrainte n'est atteint avant le déchargement. En revanche, les essais sur des

échantillons très humides et saturés (Figure 4-2b, d) présentent un comportement ductile sans écrouissage quel que soit la pression de confinement.

La Figure 4-2c présente les résultats obtenus sur des échantillons de degrés de saturation intermédiaires. L'échantillon à 70% de degré de saturation testé à 200 MPa de confinement connaît un pic de contrainte, suivi par un léger écrouissage négatif. L'échantillon de même de degré de saturation testé à 650 MPa montre un comportement parfaitement plastique.

L'échantillon à 50% de degré de saturation testé à 400 MPa montre une nette augmentation de la capacité de chargement du matériau au début de la phase déviatoire avec la déformation axiale, pour finalement atteindre un plateau à la fin de chargement axial. Cet essai semble montrer que, sous forte contrainte moyenne, le comportement du béton humide est initialement similaire à celui du béton sec. Puis, une fois que le volume d'air dans sa structure est significativement réduit par le processus de compaction, il devient similaire à celui du béton saturé.

Les résultats des essais de compression simple ont été précédemment présentés (cf. 4.1.1).

4.1.2.2 Comportement volumique

La Figure 4-3 présente la variation de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour différentes pressions de confinement et différents degrés de saturation. La déformation volumique des échantillons est calculée à partir des mesures des déformations des jauges circonférentielles et du capteur LVDT ($\epsilon_v = \epsilon_x + 2\epsilon_\theta$). Les déformations volumétriques dans la phase hydrostatique des échantillons sans jauges, présentées sur la Figure 4-3d, sont estimées à partir de la déformation axiale mesurée par le capteur LVDT ($\epsilon_v = 3\epsilon_x$) en supposant que l'essai est parfaitement isotrope. Les échelles de ces figures sont identiques.

Ces figures montrent que, durant la phase hydrostatique des tests, la plupart des essais suivent la même courbe de comportement volumique pour un degré de saturation donné. Cela indique une assez bonne reproductibilité du comportement volumique du béton. Le début des courbes montre le processus de compaction du béton pendant la phase hydrostatique des essais. Les courbes commencent par une phase plus ou moins linéaire, suivie d'une diminution du module tangent. Un point d'inflexion, situé à un niveau entre 100 et 200 MPa, marque la transition vers une augmentation progressive de ce même module. Du point de vue qualitatif, ces courbes de comportement volumique sont similaires à celles rencontrées dans la littérature [Burlion 1997], [Buzaud 1998], [Schmidt 2003]. En effet, la compaction du béton est liée aux deux phénomènes irréversibles parallèles : l'endommagement de la matrice cimentaire et l'effondrement de la porosité de l'échantillon. Les études expérimentales, qui seront présentées dans le chapitre 5, montrent que la matrice cimentaire du béton R30A7 perd sa cohésion lorsque le niveau de pression de confinement atteint un niveau entre 100 et 200 MPa. Pour des niveaux de pression de confinement inférieurs à ce dernier niveau, la phase plus ou moins linéaire de la courbe de comportement volumique associe essentiellement à un endommagement progressive de la matrice cimentaire jusqu'à une perte complète de la cohésion de la matrice. Parallèlement, l'accroissement du confinement conduit à une

diminution du volume de l'échantillon. Cette densification du matériau entraîne l'augmentation progressive du module tangent de la courbe de comportement volumique du béton. Par ailleurs, on observe en comparant les graphes entre eux que plus le degré de saturation du béton est important, plus les différentes phases décrites ci-dessus semblent bien marquées.

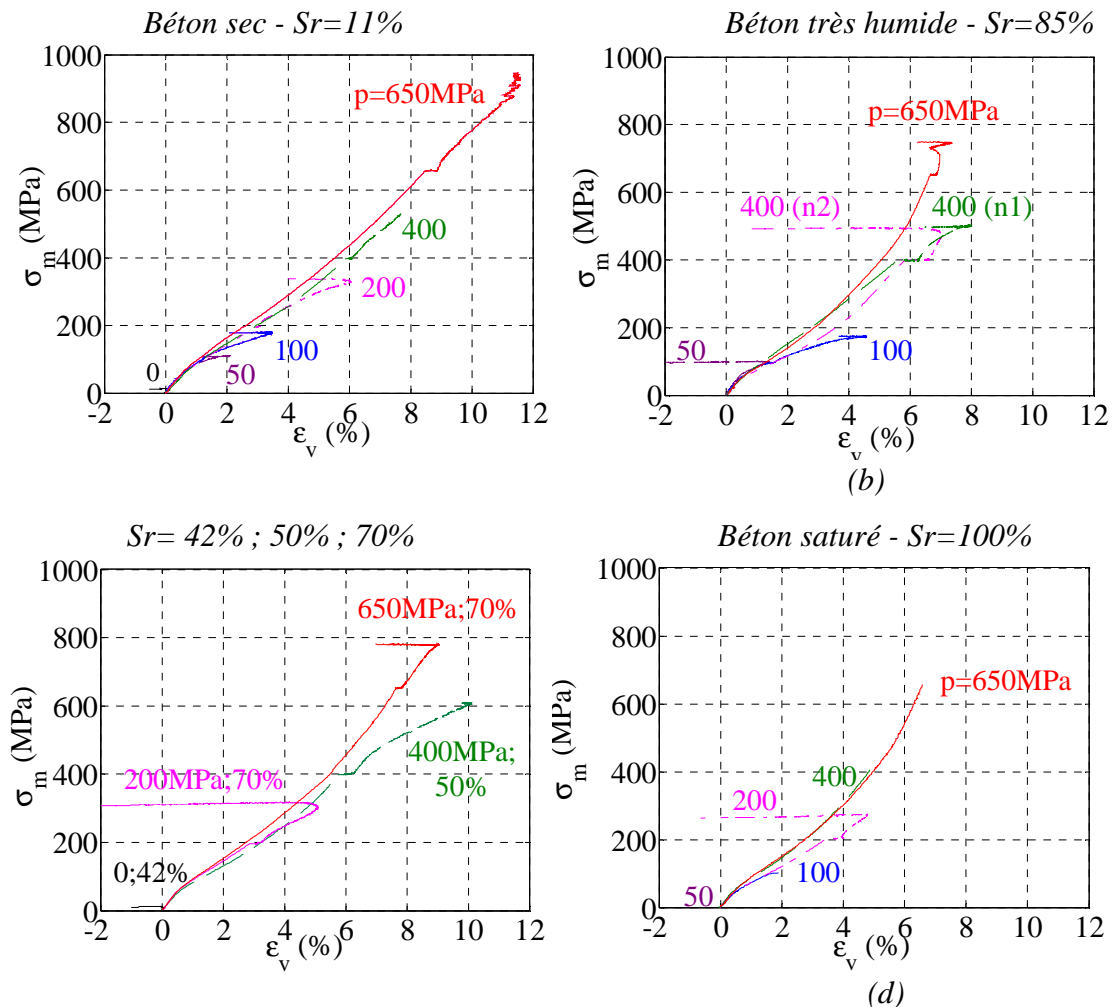


Figure 4-3 : Résultats des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation et différentes pressions de confinement : Contrainte moyenne σ_m en fonction de la déformation volumique ϵ_v ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon

- (a) Essais sur les échantillons secs ($S_r=11\%$)
- (b) Essais sur les échantillons très humides ($S_r=85\%$)
- (c) Essais sur les échantillons humides ($S_r=42\%$; 50% ; 70%)
- (d) Essais sur les échantillons saturés ($S_r=100\%$)

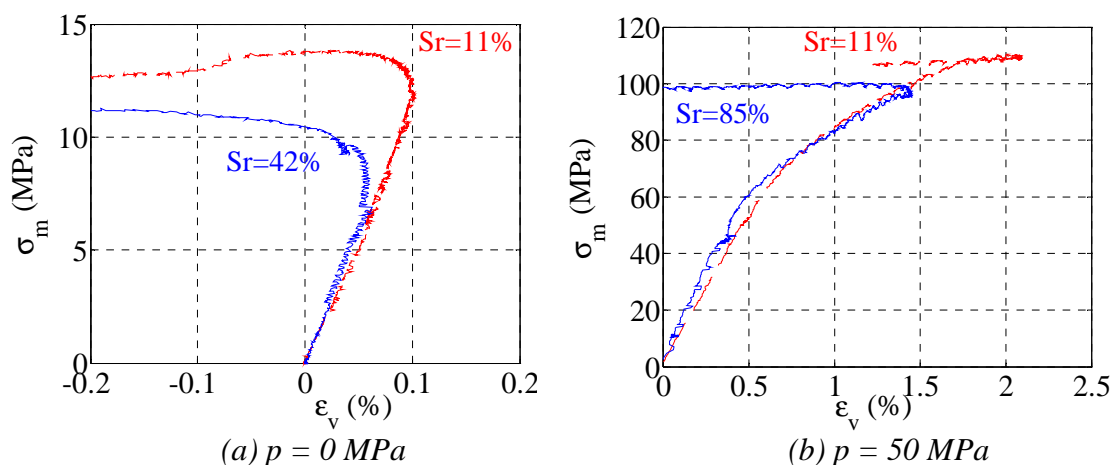
Ces courbes de comportement volumique indiquent aussi une diminution de la raideur tangente au début de la phase déviatoire de chaque essai. Cette diminution de la raideur est d'autant moins marquée que le confinement est élevé. La contrainte déviatoire accentue donc la compaction du béton.

A la fin du chargement, les courbes de comportement volumique mettent en évidence une évolution du comportement limite du béton avec le confinement. La plupart des échantillons de degrés de saturation élevés ($S_r = 100\%$, 85% , 70%) montrent une transition contractance-dilatance très nette dès que la contrainte axiale maximale est atteinte. Cela est aussi le cas pour les échantillons secs testés à des niveaux de confinement inférieurs à 200 MPa . L'essai à 650 MPa de confinement sur l'échantillon sec (Figure 4-3a) donne une faible évolution de la déformation volumique avec l'augmentation progressive de la contrainte moyenne en fin de chargement.

L'essai à 650 MPa de confinement sur l'échantillon très humide (Figure 4-3b) présente un signal particulier : nous observons deux transitions contractance-dilatance. Notons que cet échantillon est instrumenté avec deux jauges axiales et une jauge circonférentielle afin d'étudier le caractère homogène du béton. Le comportement volumique particulier de cet essai peut s'expliquer par une dispersion des signaux de mesure de la jauge circonférentielle lorsque l'échantillon est soumis à un niveau important de confinement latéral. Ceci est confirmé en observant le comportement volumique d'autres échantillons de degrés de saturation importants. Il semble donc que la première transition contractance-dilatance soit un artefact de mesure, la deuxième transition correspondant au pic de contrainte est probablement la transition "vraie" d'un état de contractance à un état de dilatance du matériau.

La Figure 4-4 présente les courbes de comportement volumique des échantillons selon le niveau de confinement testé : 0 MPa (a), 50 MPa (b), 100 MPa (c), 200 MPa (d), 400 MPa (e), 650 MPa (f, g, h).

Pour des niveaux de contrainte moyenne inférieure à environ 70 MPa , les Figure 4-4a, b, c montrent que la déformation volumique du béton humide est légèrement plus faible que celle du béton sec. Ce phénomène s'inverse pour des niveaux de contrainte d'environ 70 à 270 MPa (Figure 4-4d, f, g). Nous observons ce phénomène sur la quasi totalité des essais.



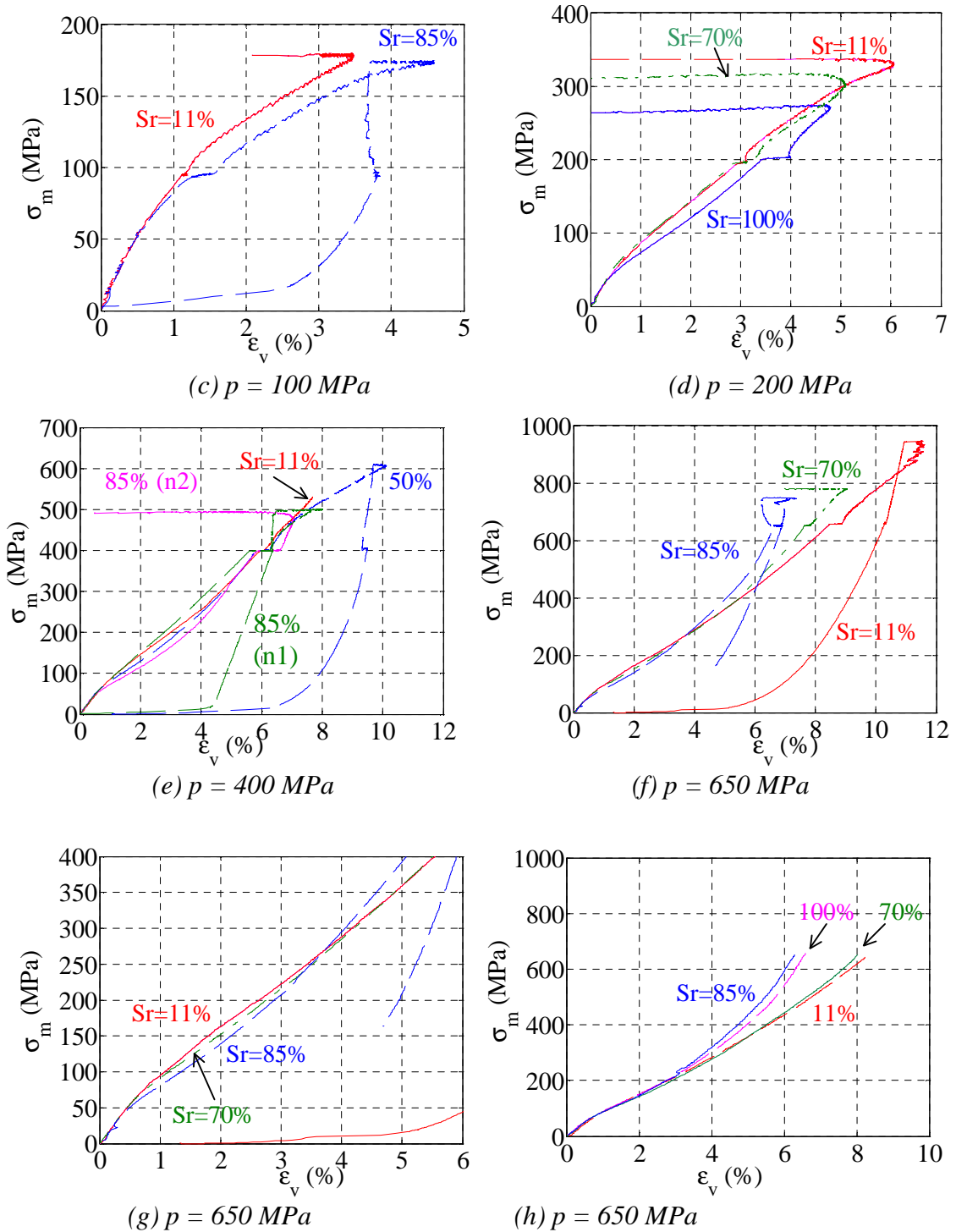


Figure 4-4 : Courbes de comportement volumique des essais à différents confinements et pour différents degrés de saturation : Contrainte moyenne σ_m en fonction de la déformation volumique ϵ_v ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon

- (a) Essais de compression simple ; (b) Essais à 50 MPa de confinement ;
- (c) Essais à 100 MPa de confinement ; (d) Essais à 200 MPa de confinement ;
- (e) Essais à 400 MPa de confinement ; (f) Essais à 650 MPa de confinement
- (déformation volumique : $\epsilon_v = \epsilon_x + 2\epsilon_\theta$) ; (g) Zoom de la figure (f) ; (h) Essais à 650 MPa de confinement ($\epsilon_v = 3\epsilon_x$ (ϵ_x mesurée par le capteur LVDT))

Pour des niveaux de contrainte moyenne supérieure à 270 MPa, les Figure 4-4e, f mettent en évidence que la déformation volumique du béton très humide est nettement moins importante que celle du béton sec. De plus, la courbe de comportement du béton humide se trouve toujours entre celle du béton très humide et celle du béton sec. En comparant les déformations volumiques déduites de la mesure du capteur LVDT pour des échantillons testés à 650 MPa de confinement (Figure 4-4h), il est également observé qu'à des niveaux de contrainte moyenne élevés, la déformation volumique du béton saturé est nettement moins importante que celui du béton sec. La différence entre les déformations volumiques des échantillons saturé et sec est de l'ordre de 25% pour une contrainte moyenne de 650 MPa.

En résumé, les courbes de comportement volumique du béton de différents degrés de saturation semblent se croiser à deux reprises. Pour expliquer ce phénomène, il est nécessaire d'inventorier les caractéristiques du béton sur lesquelles l'eau a une influence : la microfissuration du béton sur les faces de l'échantillon liée au séchage du béton avant l'essai, les forces de cohésion de la matrice cimentaire en fonctions de la présence d'eau dans la porosité du gel de ciment et la pression interstitielle liée à la contrainte moyenne dans le béton et à sa saturation.

Ces caractéristiques sont en compétition et peuvent avoir des effets contradictoires lorsque le béton est soumis un chargement triaxial. A faible contrainte moyenne (inférieure à 70 MPa), la différence entre le comportement volumique de bétons de différents degrés de saturation peut s'expliquer par la microfissuration du matériau. En effet, le béton sec a été conservé dans une étuve à 50°C avant essai. Le séchage du béton entraîne des micro-fissures dans sa structure. Le béton sec est en partie endommagé avant l'application du chargement, tandis que le béton très humide, conservé dans l'eau, est moins. A faible niveau de chargement, l'endommagement du béton fait augmenter sa déformation volumique à contrainte moyenne donnée. Ce résultat est similaire avec celui obtenu du mortier sous chargement hydrostatique à 60 MPa [Yurtdas 2004]⁽²⁾ et celui obtenu du béton en compression simple [Burlion 2005].

Pour des niveaux de contrainte intermédiaires (environ 70 à 270 MPa) (Figure 4-4b, c, d), les microfissures induites par le séchage sont probablement toutes refermées. Le comportement volumique du béton n'est donc plus influencé par la microfissuration du matériau. En revanche, pour les échantillons saturés et humides conservés dans l'eau avant essai, l'eau adsorbée dans ces échantillons provoque une dilatation du gel de ciment pendant la durée de conservation avant essai [Neville 2002]⁽¹⁾. La présence d'eau dans les bétons saturés et humides réduit donc les forces de cohésions des éléments solides de la matrice cimentaire, c'est à dire la rigidité de ces bétons, par rapport à celle du béton sec. Par ailleurs, l'étude sur l'effet du rapport eau/ciment, présentée dans le chapitre 5, montre que sous l'effet d'une pression de confinement entre 100 MPa et 200 MPa, la matrice cimentaire du béton R30A7 sec perd sa cohésion et le béton se comporte comme un empilement granulaire sans aucune influence de la résistance de la matrice cimentaire. Lorsque la contrainte moyenne se situe entre 70 MPa et un niveau de contrainte pour lequel la matrice cimentaire de chaque béton perd sa cohésion (ce niveau se situe entre 100 MPa et 200 MPa pour le béton sec R30A7), les matrices cimentaires des bétons présentent encore une résistance. La réponse de compaction de chaque béton

est encore influencée par la rigidité de sa matrice cimentaire. La rigidité des bétons saturés et humides étant plus faible que celle-ci du béton sec, la compaction des bétons saturé et humide est donc plus faible que celle du béton sec. En outre, pour des niveaux de contrainte plus importants, la matrice cimentaire de chaque béton perd sa cohésion, la présence d'eau dans les bétons saturés et humides entraîne l'effet de lubrification entre les grains solides. La compaction des grains solides mouillés constitués des bétons saturés et humides est évidemment plus facile que celle des grains solides secs constitués du béton sec. Cela permet d'expliquer le fait que la compaction des bétons saturés et humides est plus importante que celle du béton sec à ces niveaux de contrainte (Figure 4-4b, c, d).

Pour des niveaux de contrainte moyenne supérieurs à 270 MPa, le comportement volumique des bétons saturé et humide est probablement influencé par la présence de l'eau au sein du matériau et la pression interstitielle dans le matériau. Pour des tels niveaux, la compaction du béton devient importante. Le volume d'air libre dans le béton est progressivement réduit avec l'augmentation du niveau de contrainte. En fonction du degré de saturation du béton, et compte tenu des niveaux de déformation volumiques atteints, il est possible que le béton se comporte alors comme un matériau saturé et non drainé. Le fait que la compaction des bétons saturés et très humides est moins élevée que celle du béton sec peut donc s'expliquer par deux raisons suivantes. D'une part, la présence d'eau au sein des bétons saturés et humides fait augmenter la densité de ces bétons par rapport à celle du béton sec, la compressibilité des bétons saturés et humides dans une condition non-drainée est donc plus difficile que celle du béton sec pour une pression de confinement donnée. D'autre part, sous effet d'une forte pression de confinement, comme les bétons se comportent comme un empilement granulaire, il y a des pressions interstitielles au sein des bétons saturés et humides. Sous l'effet des pressions interstitielles, la contrainte "effective" au sein des échantillons de bétons saturés et humides est inférieure à la pression de confinement appliquée autour des échantillons. Cela veut dire que pour un même niveau important de la pression de confinement, les échantillons secs doivent être plus compactés que ceux saturés et humides, ce qui permet d'expliquer les résultats expérimentaux observés sur les Figure 4-4f, h. Ce résultat est aussi concordant avec ceux observés dans la littérature [Burlion 2001], [Burlion 1999].

4.1.2.3 Comportement déviatoire

Phase déviatoire des essais triaxiaux sur les bétons sec et saturé

Les Figure 4-5a, b, tracées avec une échelle identique, montrent la phase déviatoire des essais triaxiaux pour des échantillons respectivement secs et saturés. La contrainte déviatoire q est représentée en fonction des composantes de la déformation. Les Figure 4-5(c, d) présentent un zoom de ces mêmes figures.

La Figure 4-5a indique que le comportement axial déviatoire du béton sec est fortement dépendant de la pression de confinement. Pour une déformation axiale donnée, plus la pression est élevée, plus le déviateur atteint est important. Donc la contrainte déviatoire des échantillons secs augmente rapidement avec la pression de confinement.

Par contre, le déviateur maximal des échantillons saturés n'augmente pas significativement avec la pression de confinement (Figure 4-5b). Ce dernier phénomène s'explique par le fait qu'aux niveaux de contrainte moyenne supérieurs à un niveau pour lequel la matrice cimentaire du béton perd sa cohésion (entre 100 MPa et 200 MPa), le béton se comporte comme un empilement d'éléments non cohésifs. Avec la diminution du volume d'air, l'eau génère à la fois une pression interstitielle et une diminution du frottement entre les grains de l'empilement. Ce phénomène s'accroît avec l'accroissement du confinement, du chargement axial et du degré de saturation. Nous observons un comportement de type non drainé tel que nous pouvons observer sur des sols pour lesquels le déviateur maximal sur des échantillons saturés reste constant quel que soit la pression de confinement testée. En effet, le chargement axial en déplacement au cours de l'essai permet d'augmenter la déformation axiale de l'échantillon mais ne permet pas d'accroître le déviateur car sous l'effet de pression interstitielle au sein des échantillons saturés et humides, les contraintes axiales supplémentaires engendrées au cours du chargement axial de l'essai sont reprises par l'eau libre présente au sein du matériau.

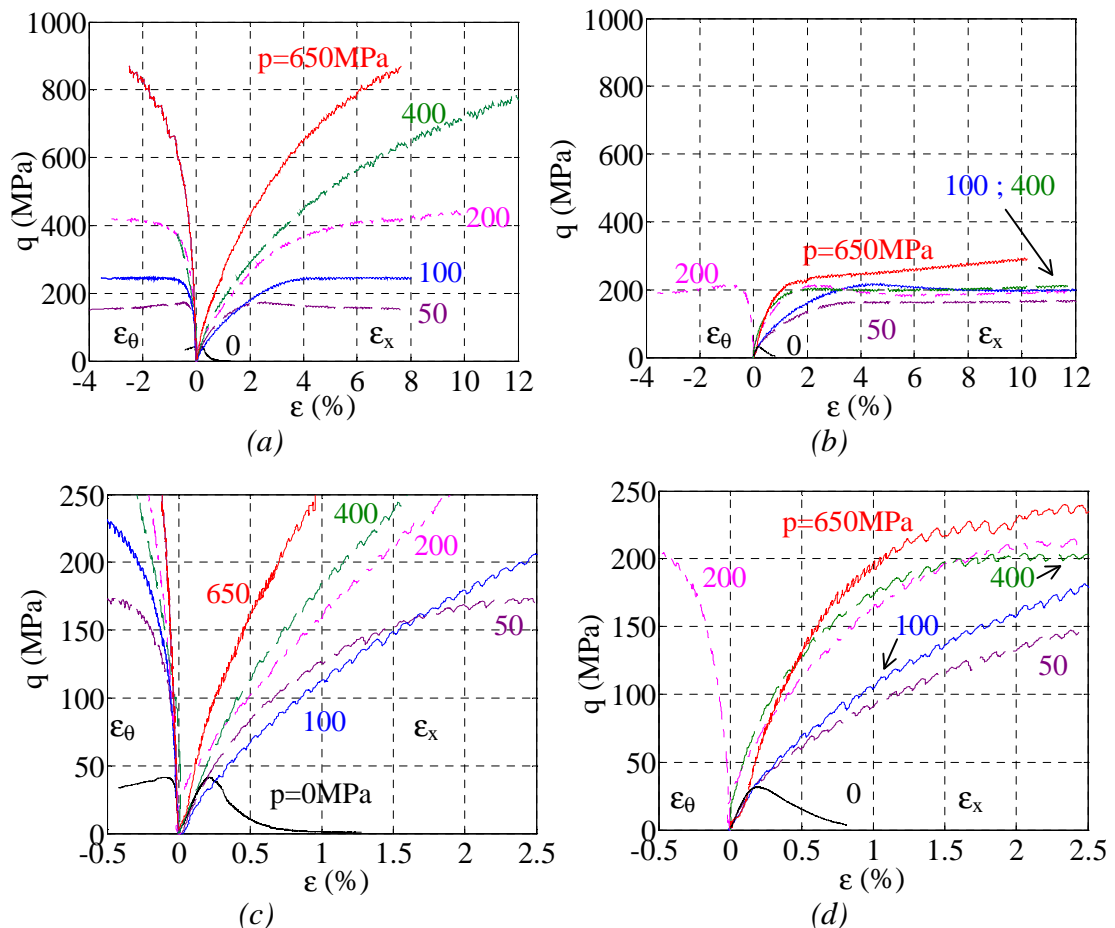


Figure 4-5 : Phase déviatoire des essais triaxiaux effectués sur les échantillons secs ($S_r=11\%$) et saturés ($S_r=100\%$) : Déviateur de contrainte q en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon

(a) Béton sec $S_r=11\%$; (b) Béton saturé $S_r=100\%$

(c) Zoom de la Figure 4-5a ; (d) Zoom de la Figure 4-5b

Les Figure 4-5c, d montrent l'évolution de la raideur du matériau avec la pression de confinement pour des échantillons secs. Pour des niveaux de confinement supérieurs à 100 MPa, plus le confinement est important, plus la raideur tangente axiale des échantillons est élevée pour une déformation donnée. En revanche, pour des niveaux de confinement inférieurs à 100 MPa, l'effet est inversé. Nous constatons une diminution progressive de la raideur axiale tangente du matériau avec l'augmentation du confinement. Ce phénomène est cohérent avec la réponse hydrostatique du matériau qui montre un adoucissement du matériau jusqu'à environ 100 MPa suivit d'un raidissement au-delà. La diminution de la raideur axiale tangente avec l'augmentation du confinement s'explique par un endommagement progressif de la matrice cimentaire jusqu'à une destruction complète de cette cohésion. A partir de 100 MPa de confinement et au-delà, l'augmentation du confinement conduit à une diminution du volume de l'échantillon. Cette densification du matériau entraîne l'accroissement de la raideur tangente dans la phase déviatoire.

La contrainte déviatoire des échantillons saturés sans jauges instrumentés (Figure 4-5b,d) est calculée en supposant que le diamètre de l'échantillon reste constant au cours de l'essai. Cependant, l'évolution du diamètre de l'échantillon est notable car la déformation axiale moyenne de l'échantillon peut atteindre 12%. Il est donc nécessaire d'estimer l'erreur de calcul concernant la contrainte déviatoire des échantillons saturés.

La Figure 4-6 présente la phase déviatoire de trois essais : deux essais à 650 MPa de confinement sur des échantillons respectivement saturé et très humide et un essai à 400 MPa de confinement sur un échantillon très humide A5-59 ($p = 400$ MPa (n_2)).

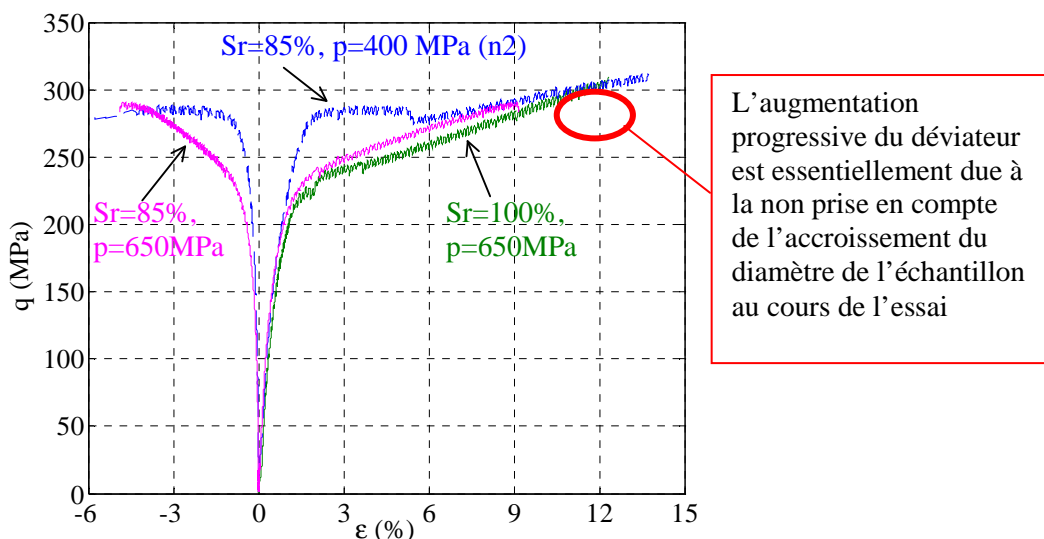


Figure 4-6 : Phase déviatoire des essais triaxiaux à 400 et 650 MPa de confinement effectués sur les échantillons très humides (A5-59 ($p = 400$ MPa (n_2); A5-61 ($p = 650$ MPa)) et saturé (AS3-2 ($Sr = 100\%$, $p = 650$ MPa)): Déviateur de contrainte q en fonction de composantes de la déformation ε_x et ε_θ ; p : pression de confinement ; Sr : degré de saturation

L'échantillon très humide (A5-61, $Sr = 85\%$) testé à 650 MPa de confinement est instrumenté avec une jauge circonférentielle. Cette mesure de déformation permet de

prendre en compte l'évolution du diamètre de l'échantillon au cours de l'essai lors du calcul de la contrainte axiale sur l'échantillon.

L'échantillon très humide (A5-59, $S_r=85\%$) testé à 400 MPa de confinement est lui aussi instrumenté avec deux jauges circonférentielles, mais celles-ci ont été cassées au cours de l'essai. La déformation circonférentielle de cet échantillon, présentée sur la Figure 4-6, correspond à la valeur moyenne des mesures de ces deux jauges. Cette déformation permet de déterminer d'une manière précise l'évolution du diamètre de cet échantillon jusqu'à la perte des signaux. Au delà, le diamètre de l'échantillon est supposé constant. Cette figure montre un plateau sur la courbe $q_{(e)}$ lorsque la déformation axiale varie entre 2 et 5%. La baisse importante du déviateur révèle une surestimation de la déformation circonférentielle juste avant la rupture des jauges. La remontée progressive du déviateur jusqu'à la fin du chargement est due à la perte du signal des jauges circonférentielles. Cela est confirmé en observant la Figure 4-2b qui correspond à un essai identique (A6-94, $p=400$ MPa, $S_r = 85\%$) et qui présente un plateau presque parfait à la fin de l'essai lorsque l'augmentation du diamètre est prise en compte.

L'échantillon saturé (AS3-2, $S_r = 100\%$) testé à 650 MPa de confinement n'est pas instrumenté avec des jauges. La contrainte déviatoire est calculée en supposant que le diamètre de l'échantillon reste constant au cours de l'essai. L'évolution du diamètre de l'échantillon étant notable, la détermination du déviateur pour cet échantillon est donc surestimé sur la Figure 4-6. Sur cette figure, nous observons d'abord un premier pic de contrainte à 223 MPa, puis une augmentation progressive du déviateur jusqu'à la fin du chargement axial. La forme de cette courbe est analogue à celle observée pour l'échantillon très humide A5-59. Il semble donc que la remontée progressive du déviateur après le premier pic de contrainte soit essentiellement due à la non prise en compte de l'augmentation du diamètre de l'échantillon au cours de l'essai.

Phase déviatoire des essais triaxiaux à 50, 100, 200, 650 MPa de confinement

La Figure 4-7 présente les courbes de comportement déviatoire des échantillons pour différents degrés de saturation à niveau de confinement fixé : 50 (a et b), 100 MPa (c), 200 MPa (d), 400 MPa (e), 650 MPa (f).

Lorsque les échantillons sont testés à 50 MPa de confinement, les Figure 4-7a, b montrent que la raideur tangente axiale du béton très humide est plus grande que celle du béton sec aux niveaux de déviateur inférieurs à environ 110 MPa (ce qui correspond à un niveau de contrainte moyenne à 70 MPa). Ce phénomène s'inverse pour des niveaux de déviateur plus importants.

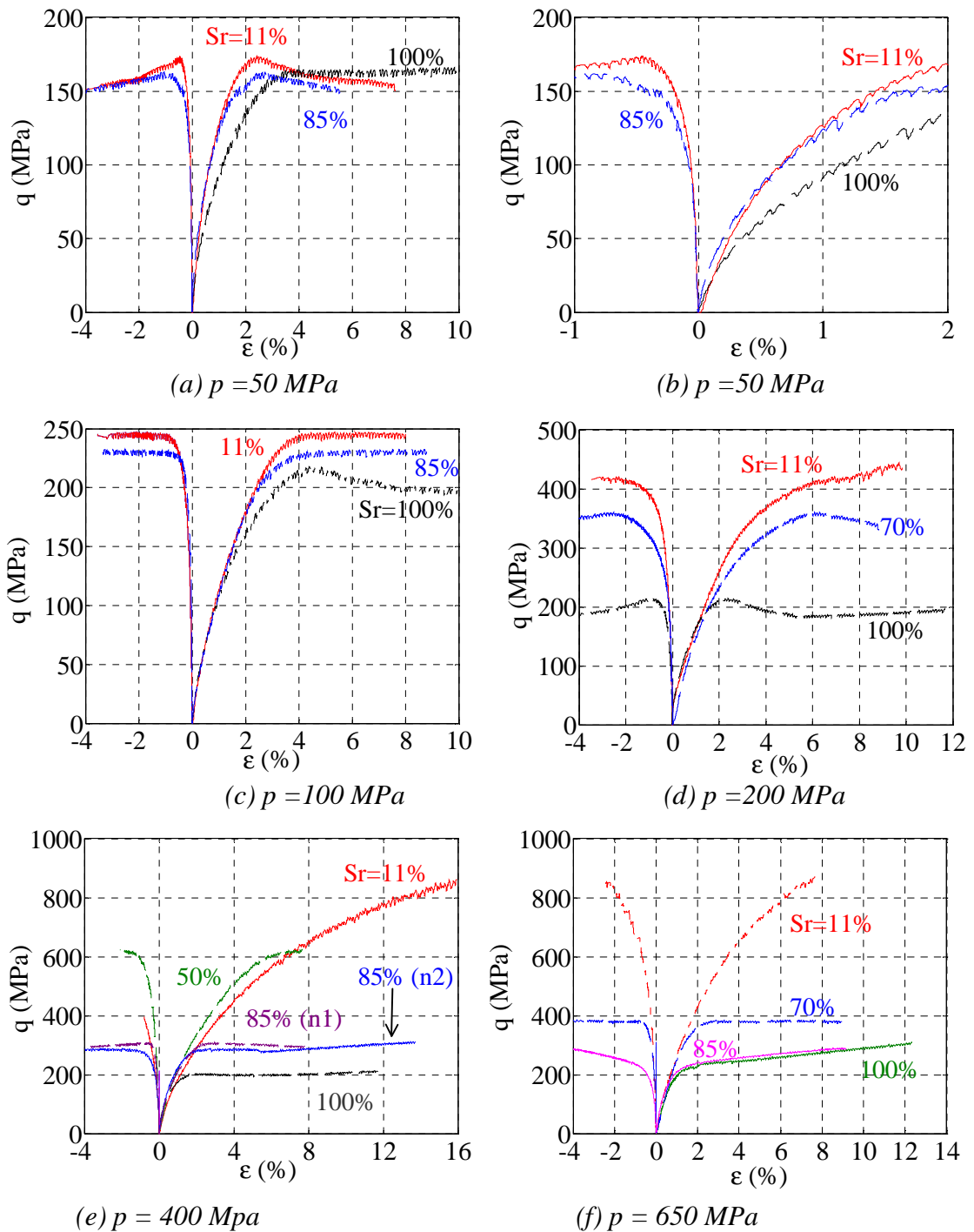


Figure 4-7 : Phase déviatoire des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation (S_r) : Déviateur de contrainte q en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ;

p : pression de confinement

(a) 50 MPa de confinement

(b) Zoom de la figure (a)

(c) 100 MPa de confinement

(d) 200 MPa de confinement

(e) 400 MPa de confinement

(f) 650 MPa de confinement

L'essai sur l'échantillon saturé montre une courbe de comportement déviatoire particulière. Le béton saturé présente une raideur tangente axiale qui est plus élevée que celle du béton sec aux niveaux de déviateur inférieurs à 30 MPa mais nettement moins importante que celle du béton très humide. En fait, en comparant la phase déviatoire des essais sur les échantillons saturés testés aux différents confinements (Figure 4-5d), nous pouvons observer que la raideur tangente de l'échantillon testé à 50 MPa est inférieure à celle de l'échantillon testé à 100 MPa pour les niveaux de déviateur supérieurs à 30 MPa. Du point de vue théorique, la raideur tangente du premier échantillon devrait être nettement plus élevée que celle du deuxième échantillon car la cohésion de la matrice cimentaire du premier échantillon est moins endommagée que celle du deuxième échantillon après la phase hydrostatique. Cela peut être vérifiée par la réponse de la phase déviatoire des essais testés sur les échantillons secs (Figure 4-5c). Compte rendu des derniers éléments, il est possible de confirmer qu'il y a une dispersion de résultat sur la déformation axiale obtenue à partir de la mesure du capteur LVDT qui influence la raideur tangente axiale de l'échantillon saturé testé à 50 MPa de confinement.

Pour des niveaux de contrainte moyenne inférieurs à 70 MPa, le phénomène que la raideur tangente axiale du béton très humide est plus importante que celle du béton sec est similaire à celui rencontré dans le cas des essais de compression simple précédemment présentés. Ce phénomène est aussi cohérent avec celui obtenu sur le mortier testé à 15 MPa de confinement dans la littérature [Yurtdas 2004]⁽²⁾. Ce phénomène s'explique par la microfissuration du béton au cours de séchage. Aux faibles niveaux de contrainte, l'endommagement du béton, induit par le séchage, fait diminuer sa raideur tangente. Pourtant, pour des niveaux de contrainte moyenne supérieurs à 70 MPa, les microfissures induites par le séchage sont probablement toutes refermées, la réponse de la raideur tangente axiale du béton n'est plus influencé par la microfissuration du matériau. En revanche, la présence d'eau dans les bétons saturé et humide provoque une dilatation du gel de ciment dont les forces de cohésions sont alors réduites au cours de l'étape de conservation du matériau avant l'essai. La rigidité de la matrice cimentaire des bétons saturé et humide est donc plus faible que celle du béton sec avant essai. Cela s'explique le fait que la raideur tangente du béton sec est plus importante que celle du béton très humide aux tels niveaux de contrainte.

Pour l'essai triaxial à 50 MPa de confinement, les Figure 4-7a, b montrent aussi que plus le degré de saturation du béton est faible, plus le niveau du déviateur au pic de contrainte est important. Cet écart reste cependant faible (Figure 4-7a). Cela peut s'expliquer par le fait que la contrainte moyenne atteinte est encore limitée (Figure 4-4b). Le comportement déviatoire des échantillons est donc essentiellement gouverné par la rigidité de la matrice cimentaire qui est comparable entre les échantillons quel que soit son degré de saturation.

Lorsque les bétons sont testés à des confinements supérieurs à 100 MPa, au même niveau de confinement, les raideurs tangentés axiales des bétons sont très proches au début des courbes de comportement déviatoire sur lesquelles la déformation axiale est inférieure à environ 0,8% (Figure 4-7c, d, e, f). A la fin de ces courbes sur lesquelles la déformation axiale est supérieure à la dernière valeur, la raideur tangente axiale du béton sec est plus importante que celles des bétons très humide et saturé. Nous observons ce phénomène sur la quasi totalité des essais testés à des confinements supérieurs à 100 MPa. En plus, le déviateur maximal du béton humide est toujours entre les cas limites (sec et saturé).

En effet, lorsque le niveau de contrainte moyenne atteint dans les échantillons est important (ce niveau est entre 100 et 200 MPa), la matrice cimentaire des échantillons perd sa cohésion, les échantillons se comportent alors comme un ensemble des grains non cohésifs. Pendant la phase déviatoire, les contraintes de cisaillement génèrent un réarrangement granulaire dans tout l'échantillon et permettent un déplacement des grains dans une direction privilégiée [Burlion 1997]. A fort confinement, les essais sur des échantillons saturés et humides peuvent être considérés similaires à ceux réalisés sur des sols non drainés. L'eau génère, d'une part, un effet de pression interstitielle dans la porosité résiduelle du béton et d'autre part, un effet de lubrification entre les grains solides. De plus, la pression interstitielle peut provoquer un effet d'amplification sur la propagation et l'ouverture de microfissures dues à la contrainte de cisaillement [Burlion 2005], [Yurtdas 2004]⁽¹⁾. Pour un niveau de confinement donné, le phénomène que les raideurs tangentielles des bétons de différents degrés de saturation sont assez proches au début des courbes de comportement déviatoire peut s'expliquer d'une manière suivante : lorsque le niveau de contrainte de cisaillement est faible, les grains sont à l'initiation du déplacement dans une direction privilégiée, l'effet de pression interstitielle et l'effet de lubrification entre les grains solides dans le béton générés par le chargement axiale peuvent être faibles. Notons que sous forts niveaux de pression de confinement (supérieurs à 270 MPa), la compaction volumique des bétons saturé et humide est plus faible que celle du béton sec (cf 4.1.2.2 et Figure 4-4f, h). Ce phénomène s'explique par des effets générés par la présence de l'eau (augmentation de la densité du matériau, effet de la pression interstitielle) pendant le chargement hydrostatique à fort confinement. Le fait que les raideurs tangentielles de différents échantillons sont équivalentes lorsque le niveau de contrainte de cisaillement est faible (Figure 4-7 c, d, e, f) laisse penser que des effets générés par la présence de l'eau deviennent faibles lors de la transition du chargement hydrostatique au chargement déviatoire de l'essai triaxial. Lorsque le niveau de contrainte de cisaillement devient plus important, l'effet de pression interstitielle et l'effet de lubrification deviennent significatif, la raideur tangente du béton sec est nettement plus importante que celles des bétons très humide et saturé. Ce dernier permet d'expliquer les phénomènes observés à la fin des courbes de comportement déviatoire (Figure 4-7c, d, e, f).

Le déviateur maximal atteint du béton sec est important en raison d'un grand frottement entre les grains. Ce déviateur augmente avec l'accroissement de la pression de confinement d'essai. Le déviateur maximal atteint des échantillons saturé et humide est moins important que celui du béton sec à cause des effets induits par la présence de l'eau. Pour les bétons saturé et humide, nous observons un comportement de type non drainé tel que nous pouvons observer sur des sols. Sous fort confinement, le béton se comporte comme un empilement granulaire dans une condition considérée non-drainée. Plus le degré de saturation du béton est élevé, plus l'effet de la pression interstitielle et celui de lubrification entre les grains sont importants. Nous observons que le déviateur maximal atteint des échantillons saturés testés sans et avec jauges à des niveaux de confinement inférieurs à 400 MPa ne dépasse pas un niveau de 211 MPa. De plus, ce dernier déviateur des échantillons très humides ($S_r = 85\%$) ne dépasse pas un niveau d'environ 300 MPa, tandis que celui des échantillons de 70% de degré de saturation ne dépasse pas un niveau d'environ 400 MPa lors d'essai quel que soit la pression de confinement testée. Pour l'échantillon saturé testé à 650 MPa de confinement (Figure 4-6 et Figure 4-7f), nous

pouvons observer un premier pic de contrainte sur sa courbe de comportement déviatoire à un niveau de déviateur de 223 MPa. La remontée progressive du déviateur après le premier pic de contrainte de cet essai est principalement expliquée par la non prise en compte de l'augmentation du diamètre de l'échantillon au cours de l'essai.

Telle qu'elle a été conçue, la presse GIGA ne permet ni le drainage, ni la mesure de la pression interstitielle au sein des échantillons de béton. Un développement futur qui permettrait de mesurer la pression interstitielle au sein des échantillons de béton semble très compliqué mais nécessaire afin de quantifier son effet réel sur le comportement du béton.

4.2 Etats limites

La définition d'un état limite pour le béton n'est pas unique et dépend de son utilisation. En génie civil, l'ingénieur utilise les états limites de service et ultimes (ELS et ELU) pour dimensionner les structures. Ces états limites imposent les déplacements maximaux et les contraintes limites des éléments de la structure en béton lors de son calcul. Pour la caractérisation expérimentale du comportement du béton, et pour celle des géomatériaux en général, les états limites les plus utilisés sont le seuil de contrainte et le point de transition de la contractance du matériau à sa dilatance. Ils correspondent respectivement au niveau maximal de contrainte et à la déformation volumique maximale en termes de contractance que le matériau peut atteindre.

Pour les essais effectués dans cette étude, les courbes de comportement volumiques présentées sur la Figure 4-3 permettent d'identifier les différents états limites. Les Figure 4-8 et Figure 4-9 en présentent la comparaison dans le plan déviatoire pour les échantillons testés.

La Figure 4-8 présente les états limites en contrainte et en déformation des échantillons secs et d'un échantillon faiblement humide ($S_r = 50\%$). Cette figure montre aussi les contraintes atteintes des échantillons testés aux forts confinements et la surface supposée de l'état limite en contrainte du béton sec. Aux niveaux de confinement inférieurs à 100 MPa, l'état limite en contrainte et celui en déformation volumique du béton sec sont pratiquement confondus. Au niveau de confinement de 200 MPa, ces états limites présentent un écart faible mais observable entre eux. Pour les essais à haut niveau de confinement (supérieur à 200 MPa), l'état limite en déformation des échantillons secs testés à 500 et 650 MPa de confinement est atteint. Nous pouvons donc déterminer une courbe limite de cet état (ligne rouge en traits mixtes). Pourtant, aux tels niveaux de confinement, l'état de contrainte maximal atteint à la fin du chargement axial est représenté mais il ne correspond pas à un seuil. Cela explique le fait que l'essai à 400 MPa de confinement mené jusqu'à une déformation axiale importante (18%) correspond à un déviateur atteint proche celui obtenu à 650 MPa de confinement mais pour une déformation axiale moins élevée (11%). Le comportement des échantillons secs testés à haut niveau de confinement montre cependant une diminution de la raideur tangente du béton. Cela laisse supposer qu'un seuil de déviateur pourrait être atteint, mais à un niveau de contrainte beaucoup élevé que celui de la transition contractance-dilatance. Nous pouvons ainsi imaginer une courbe du seuil de contrainte telle que celle représentée en guise d'illustration (Figure 4-8) (ligne vert discontinue). Cette courbe est très proche la

courbe limite du seuil en déformation aux faibles niveaux de contrainte moyenne et l'éloigne progressivement à mesure que les niveaux de contraintes augmentent. D'autres essais à fort confinement et à des niveaux de déformation plus importants sur des échantillons secs sont nécessaires pour confirmer l'existence d'une telle courbe du seuil en contrainte.

La présente les états limites en contrainte et en déformation des échantillons humides ou saturés ($S_r = 100\%$; 85% ; 70%). Les essais sur les échantillons A6-99 ($S_r = 70\%$) et A5-59 ($S_r = 85\%$) indiquent un écart faible mais observable entre l'état limite en contrainte et celui en déformation. En revanche, les autres échantillons avec des degrés de saturation importants montrent que ces deux états limites sont pratiquement confondus. La plupart des échantillons saturés ont été testés sans jauges instrumentées, leur déformation volumique ne peut donc pas être déterminée. Par contre, le seuil de déviateur est connu pour ces échantillons (Figure 4-5b et d) et compte tenu de l'observation précédente, on peut supposer que l'atteinte de cet état limite coïncide avec la transition contractance-dilatance. Pour l'échantillon saturé testé à 650 MPa de confinement (Figure 4-6), nous pensons que c'est le premier pic de contrainte observé sur sa courbe de comportement qui doit être pris en considération en tant qu'état limite. Seul l'état limite en déformation de type transition contractance-dilatance peut être déterminé pour tous les échantillons testés. La Figure 4-10 présente cet dernier état limite dans le plan déviatoire (σ_m ; q) pour tous les échantillons testés.

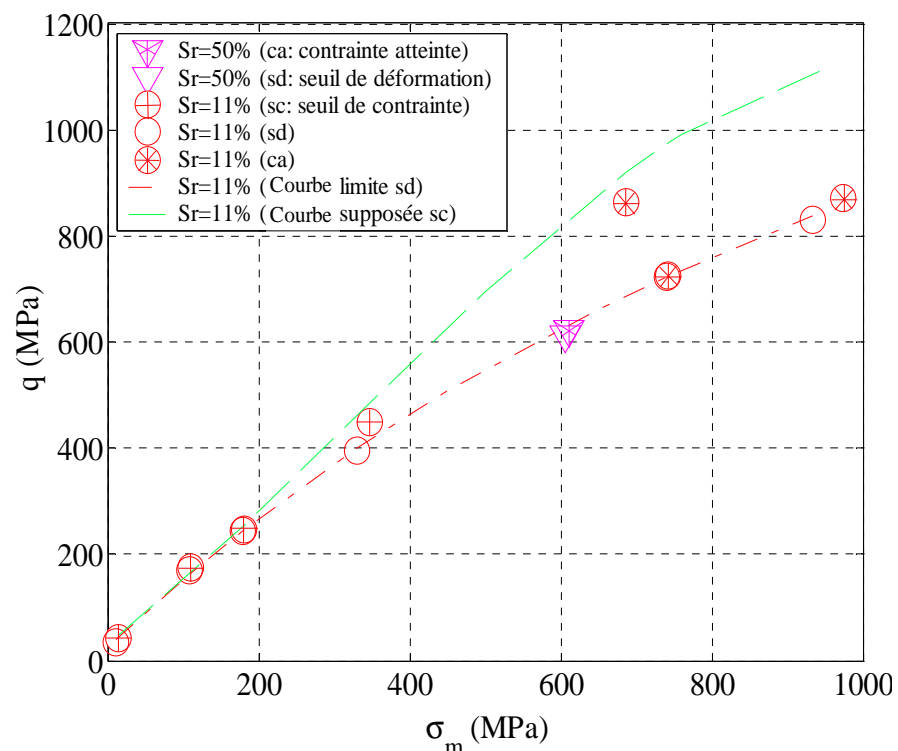


Figure 4-8 : Les états limites (seuil de déviateur et seuil de déformation volumique) et les contraintes atteintes aux forts confinements des bétons de différents degrés de saturation ($S_r = 50\%$; 11%) : contrainte déviatoire q en fonction de la contrainte moyenne σ_m ; ca : contrainte atteinte ; sd : seuil de déformation volumique ; sc : seuil de contrainte

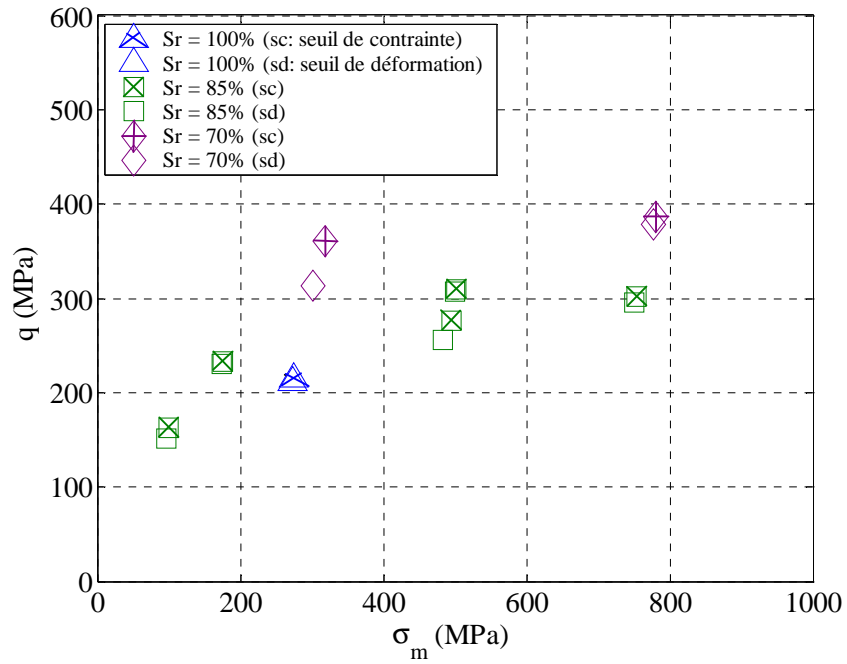


Figure 4-9 : Comparaison des états limites (seuil de déviateur et seuil de déformation volumique) des bétons de degrés de saturation importants ($Sr = 100\%$; 85% ; 70%) : contrainte déviatoire q en fonction de la contrainte moyenne σ_m ; sc : seuil de contrainte ; sd : seuil de déformation volumique

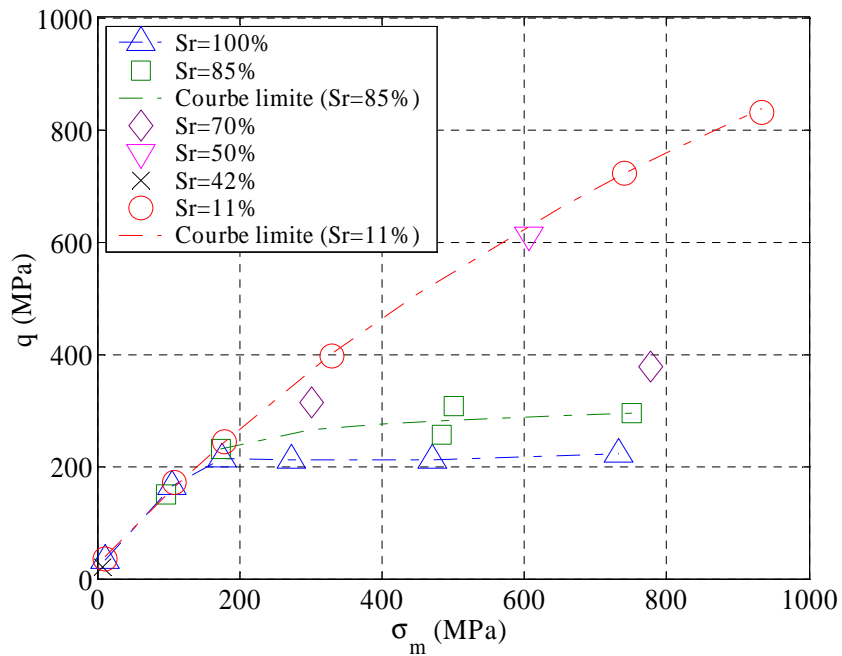


Figure 4-10 : Etat limite en déformation en fonction du degré de saturation du béton : contrainte déviatoire maximale q en fonction de la contrainte moyenne σ_m ; Sr : degré de saturation

Cette figure montre le niveau de déviateur associé à la transition contractance-dilatance augmente rapidement et de manière quasiment linéaire avec la contrainte moyenne pour le béton sec. La dilatance des échantillons secs peut s'expliquer par le réarrangement du squelette granulaire du béton. Les contraintes de cisaillement génèrent un mouvement des granulats dans la matrice qui accentue la compaction dans un premier temps, jusqu'à un niveau maximum de compacité. Une fois ce niveau atteint, l'échantillon se dilate [Gabet 2006].

A faible niveau de contrainte moyenne (inférieur à 150 MPa), on constate que les états limites des échantillons secs et humides sont très proches. Ce résultat ne semble guère surprenant puisque pour de tels niveaux de contrainte, le comportement du béton est en grande partie gouverné par la cohésion de la matrice cimentaire. La transition contractance-dilatance est associée à l'ouverture de microfissures au sein de la structure du matériau lors de l'endommagement progressif de la matrice cimentaire [Mazars 1984].

La figure ci-dessus montre aussi que l'augmentation du déviateur maximal avec la contrainte moyenne est très faible pour les échantillons saturés. Ce phénomène s'explique peut être par un effet de pression interstitielle similaire à celui que l'on observe pour un matériau granulaire non drainé.

Par ailleurs, nous remarquons que les états limites des échantillons humides se situent entre ceux des échantillons secs et des échantillons saturés. La courbe d'état limite semble être une fonction du degré de saturation. A faible niveau de contrainte ou à faible degré de saturation, tant que le volume d'air libre de l'échantillon n'est pas complètement résorbé, l'état limite du béton humide est proche de celui du béton sec. En revanche, lorsque la contrainte moyenne augmente et que l'échantillon est très humide, le volume d'air libre se réduit progressivement. Si cette porosité libre est complètement refermée, l'échantillon se dilate et le seuil de déviateur est atteint. Notons que la contrainte de cisaillement accentue la compaction du béton pour une contrainte moyenne donnée. Le volume d'air libre se réduit donc de manière plus importante dans la phase axiale que sous le seul effet du chargement hydrostatique.

Pour des niveaux de contrainte importants, la dilatance volumique des échantillons humides résulte probablement d'une compétition entre deux phénomènes : la compacité maximale du squelette granulaire et la fermeture du volume d'air libre du béton. Afin de vérifier cette dernière remarque, nous présentons dans le Tableau 4-3 le volume d'air libre de chaque échantillon humide ainsi que sa déformation volumique maximale à la transition contractance-dilatance. Le volume d'air libre est fonction du degré de saturation et de la porosité du béton :

$$V_{air} = \eta(1 - S_r) \quad (4-1)$$

La valeur de la déformation volumique maximale de chaque échantillon est déterminée grâce à sa courbe de comportement volumique (Figure 4-4).

Sr (%)	p (MPa)	Echantillon	Volume d'air libre du à l'évaporation d'eau: $\eta(1-Sr)$ (%)	ϵ_v à la transition contractance-dilatance (%)
Sr=50%	p=400	A5-63	6	10,3
Sr=70%	p=200	A6-99	3,6	5,1
	p=650	A6-96		9,0
Sr=85%	p=400 (n1)	A6-94	1,8	8,0
	p=400 (n2)	A5-59		7,0
	p=650	A5-61		7,4
Sr = 11%	p=650	A11-5	10,7	11,6

Tableau 4-3: Volume d'air libre et déformation volumique maximale des échantillons humides; Sr : degré de saturation ; η : porosité accessible à l'eau du béton (12%) ; p : pression de confinement (MPa) ; ϵ_v : déformation volumique

Ce tableau montre que la déformation volumique maximale moyenne des trois échantillons très humides (Sr = 85 %) est égale à $\epsilon_{vmax85\%} = 7,5\%$. Admettons que l'état limite atteint pour ces échantillons coïncide avec une fermeture de la porosité libre ce qui semble plausible. Admettons par ailleurs que les déformations volumiques élastiques soient les mêmes pour chacun des échantillons, ce qui est évidemment très simpliste. Alors, les déformations volumiques correspondant à une fermeture complète de la porosité libre d'un échantillon humide devraient valoir approximativement la somme entre $\epsilon_{vmax85\%}$ et la différence de volume d'air entre un échantillon humide de degré de saturation Sr et un échantillon à 85%, $V_{airSr} - V_{air85\%}$.

Par exemple pour l'échantillon A6-96 (Sr = 70%), $V_{air70\%} - V_{air85\%} = 1,8\%$, d'où une déformation volumique à la rupture qui devrait être de l'ordre de 9,3% (= 7,5% + 1,8%). Or la valeur expérimentale mesurée pour cet échantillon est de 9%, ce qui est proche de la valeur estimée. Nous pouvons remarquer par ailleurs que le comportement volumique de l'échantillon A6-96 (Figure 4-4f) montre un plateau de contrainte moyenne après la transition contractance-dilatance, comme pour les échantillons très humides, ce qui renforce l'hypothèse d'un mode de rupture similaire correspondant à une fermeture complète du volume d'air libre dans sa structure.

Pour l'échantillon et A5-63 (Sr = 50%), $V_{air50\%} - V_{air85\%} = 4,2\%$, d'où une déformation volumique à la rupture qui devrait être de l'ordre de 11,7% (= 7,5% + 4,2%). Or la valeur expérimentale mesurée pour cet échantillon est de 10,3%, ce qui est encore significativement en dessous. Par ailleurs, la courbe de comportement volumique de cet échantillon (e) et celle du comportement déviatoire (Figure 4-7e), montrent une augmentation progressive du déviateur au-delà de la transition contractance-dilatance, comme cela est le cas pour les échantillons secs à ces niveaux de confinement. La dilatance de cet échantillon résulte donc probablement de l'atteinte du niveau de compacité maximale de l'empilement granulaire.

Le tableau ci-dessus indique aussi que l'apparition de la dilatance lors de l'essai sur l'échantillon A6-99 ne résulte pas d'une fermeture complète du volume d'air libre car sa déformation maximale (5,1%) n'est guère supérieure au volume de porosité libre de l'échantillon vierge (3,6%). La dilatance de cet échantillon est donc aussi probablement

liée à l'atteinte du niveau de compacité maximale de l'empilement granulaire. L'effet de l'eau n'est toutefois pas négligeable puisque le déviateur atteint pour cet essai est inférieur à celui obtenu pour l'échantillon sec, testé au même confinement. Cet effet induit par la présence d'eau s'explique peut-être par la diminution du frottement entre les grains solides.

Pour des niveaux de contrainte moyenne importants, la dilatance volumique du béton humide peut résulter d'une compétition entre deux phénomènes : la compacité maximale de l'empilement granulaire et la fermeture du volume d'air libre du béton. De nouveaux essais sur des échantillons de degrés de saturation intermédiaires et homogènes permettront de compléter les données existantes et d'obtenir les courbes d'état limite supplémentaires qui semblent être une fonction du degré de saturation.

4.3 Modes de rupture

Cette partie de l'étude présente les modes de rupture observés des échantillons testés. Ceux-ci se présentent sous la forme de bandes de localisation et évoluent en termes d'inclinaison. Cette inclinaison des bandes de localisation est essentiellement dépendante des conditions de chargement mais est aussi en partie influencée par le degré de saturation du béton.

4.3.1 Evolution du faciès de rupture

Les courbes de comportement volumique des échantillons testés montrent une transition contractante-dilatance lors du passage de la courbe limite. Cette transition semble être associée à une localisation de la rupture.

Cette localisation peut avoir différentes formes selon le niveau de contraintes atteint et le degré de saturation de l'échantillon. Les Figure 4-11a, b et c montrent les photos des échantillons après essai.

Bandes de localisation axiales : essais de compression simple

Les essais de compression simple sur les échantillons sec ou saturé (confinement nul) montrent le même type de rupture. Elle se présente sous la forme de plans de localisation très obliques, quasiment axiales qui forment deux cônes aux extrémités des échantillons. Théoriquement, les plans de localisation de ce type d'essai devraient être de direction axiale. Le type de rupture observé est influencé par l'effet induit par le frottement au niveau de la jonction entre l'échantillon et les plateaux de la presse. Ce frottement limite les déformations transversales de l'échantillon. Ces zones de l'échantillon ne sont donc pas détruites. En revanche, les déformations transversales sont libres dans la partie centrale de l'échantillon et résultent d'une extension perpendiculaire à la direction du chargement. En fin d'essai, cette extension se traduit par une fissuration axiale qui aboutit à la ruine de l'échantillon.

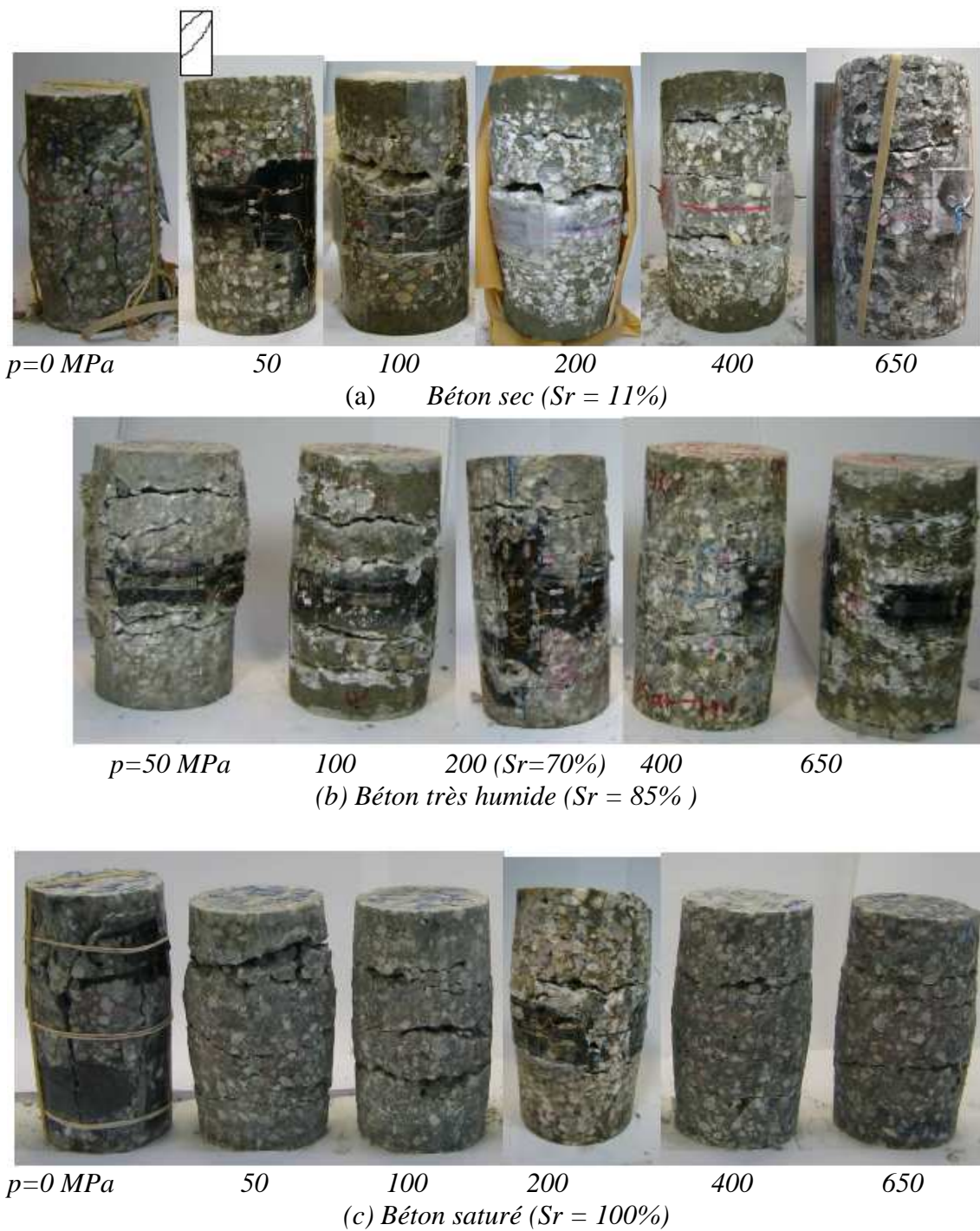


Figure 4-11 : Faciès de rupture des échantillons de différent degrés de saturation ; Sr : degré de saturation ; p : pression de confinement de l'essai effectué (MPa)

(a) Béton sec ($Sr = 11\%$)

(b) Béton très humide ($Sr = 85\%$) et celui de 70% de degré de saturation

(c) Béton saturé ($Sr = 100\%$)

Bandes de localisation orthoradiales : essais à fort confinement

Les échantillons testés à fort confinement présentent des faciès de rupture très différents de ceux rencontrés dans les essais de compression simple. Nous observons des bandes de localisation dont l'angle par rapport au plan radial (perpendiculaire à la direction axiale) varie entre 0 et 45°. Ces bandes correspondent localement à une ruine totale de la matrice cimentaire, associée à un déchaussement des plus gros granulats, qui ne semblent pas nécessairement endommagés. L'endommagement des échantillons paraît essentiellement situé dans la matrice cimentaire. Il est difficile de définir précisément l'épaisseur de ces bandes parce que l'observation de l'échantillon après essai nécessite d'enlever les membranes de protection de l'échantillon, ce qui provoque un déplacement des granulats au niveau des zones de localisation. Ces déplacements rendent les différents morceaux de l'échantillon difficiles à réassembler.

Pendant la phase déviatoire d'un essai triaxial, lorsque l'échantillon atteint son état limite en déformation (transition contractance-dilatance), si la déformation axiale de l'échantillon continue à augmenter à l'aide du déplacement imposé du vérin principal, le nombre de bandes de localisation de l'échantillon observé après essai devient plus important. Cela est confirmé par la sur laquelle nous présentons les faciès de rupture de deux échantillons très humides ($S_r=85\%$) testés pour un même confinement mais avec une déformation axiale imposée très différente. Nous observons une très nette augmentation du nombre de bandes de localisation pour l'échantillon pour lequel la déformation axiale imposée est la plus importante. L'essai stoppé à 9,5% de déformation axiale (Figure 4-12 gauche) correspond à l'échantillon A6-98.



Figure 4-12 : Faciès de rupture de deux essais différents, testés à 100 MPa de confinement, sur les échantillons très humides ($S_r=85\%$) : essai stoppé à 9,5% de déformation axiale globale (à gauche) et essai stoppé à 16,3% de déformation axiale globale (à droite)

Bandes de localisation obliques : essais à faible confinement

Les essais à 50 MPa de confinement présentent une nette différence d'inclinaison des bandes de localisation entre les échantillons secs et ceux saturés. Le schéma, associé aux bandes de localisation observées pour l'échantillon sec, est représenté sur le coin en haut à gauche de la photo de l'échantillon (a). La localisation de la déformation pour cet échantillon se présente sous la forme de bandes obliques dont l'angle par rapport à la

direction principale axiale est d'environ de 45° . Ces bandes font le tour de l'échantillon et sont situées à différentes hauteurs. En revanche, la localisation des échantillons saturés et très humides apparaît sous la forme de bandes moins inclinées dont l'angle par rapport à la direction radiale varie entre 0° et 30° .

Par ailleurs, les bandes de localisation de l'échantillon sec paraissent nettement plus fines que celles des échantillons saturés et très humides. Cela s'explique d'une part par le fait que les bandes de localisation ne traversent que partiellement l'échantillon et d'autre part par l'arrêt prématuré de l'essai pour une déformation axiale d'environ de 8%. L'échantillon sec reste cohésif après l'essai alors qu'il aurait été détruit si la déformation axiale imposée avait été plus élevée.

Les essais à confinement de 100 MPa sur les échantillons secs, très humides, saturés montrent des bandes de localisation similaires. La plupart de ces bandes sont très peu inclinées par rapport à la direction radiale de l'échantillon. L'échantillon saturé montre une inclinaison de ces bandes un peu plus importante par rapport aux autres échantillons.

Les essais à confinement supérieur à 200 MPa sur les échantillons secs donnent des bandes de localisation presque perpendiculaires à la direction principale de charge. Tandis que les essais à confinement supérieur à 200 MPa sur les échantillons saturés montrent des bandes de localisations plutôt similaires à celles observées sur l'échantillon saturé testé à 100 MPa de confinement. Les formes des bandes de localisation observées sur les échantillons humides se situent entre celles des échantillons secs et saturés.

4.3.2 Correspondance entre le faciès de rupture et le comportement

La Figure 4-13 associe les faciès de rupture aux états limites du béton présentés dans le plan déviatoire (σ_m ; q). Nous remarquons que l'inclinaison des bandes de localisation évolue avec le niveau de contrainte atteint dans le matériau. Pour les échantillons saturés testés à un confinement supérieur à 100 MPa, le déviateur maximal n'augmente pas significativement avec la contrainte moyenne et les faciès de ruptures restent similaires. Les modes de rupture des échantillons humides observés correspondent à ceux du béton sec à faible niveau de confinement et à ceux des échantillons saturés pour les forts confinements. Cela renforce l'idée qu'à fort confinement, il y a un effet de la pression interstitielle et que la contrainte effective dans le béton humide n'est pas la même que pour le béton sec.

La Figure 4-14 associe les faciès de rupture aux courbes contrainte-déformations du béton. Ces courbes montrent un lien entre les faciès observés et le type de comportement du matériau. Lorsque le comportement présente un pic de contrainte suivi par un écrouissage négatif (essais de compression simple), les plans de rupture sont très inclinés, voire verticaux. Lorsque le niveau de déviateur maximum correspond à un plateau, on observe des plans de rupture obliques. Enfin lorsque le comportement du matériau est de type durcissant, on obtient des bandes de localisation perpendiculaires à la direction principale de chargement.

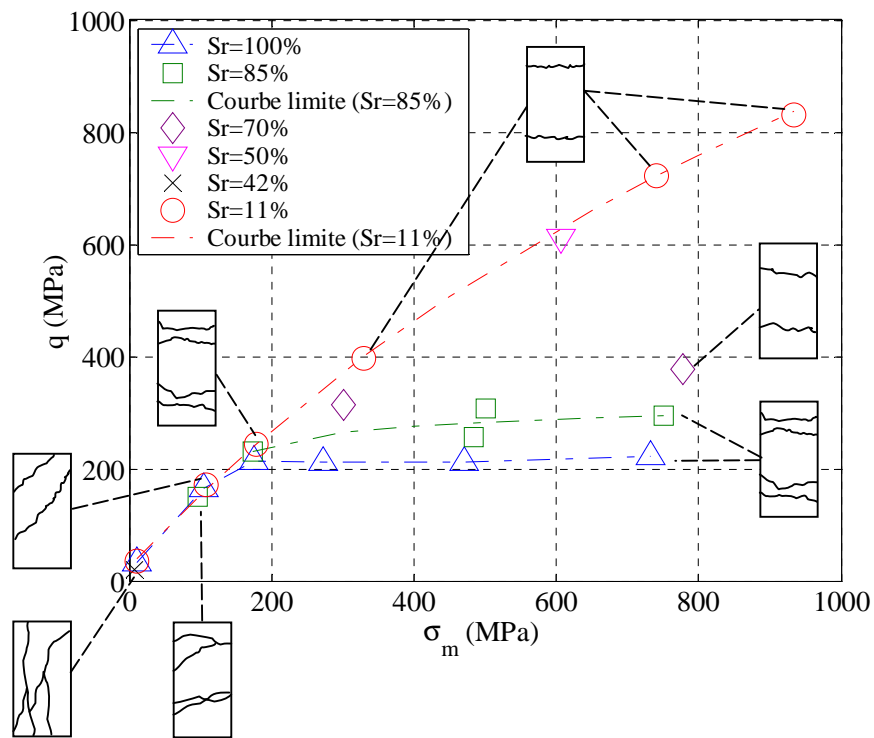


Figure 4-13 : Faciès de rupture des échantillons en fonction des états limites dans le plan ($\sigma_m ; q$)

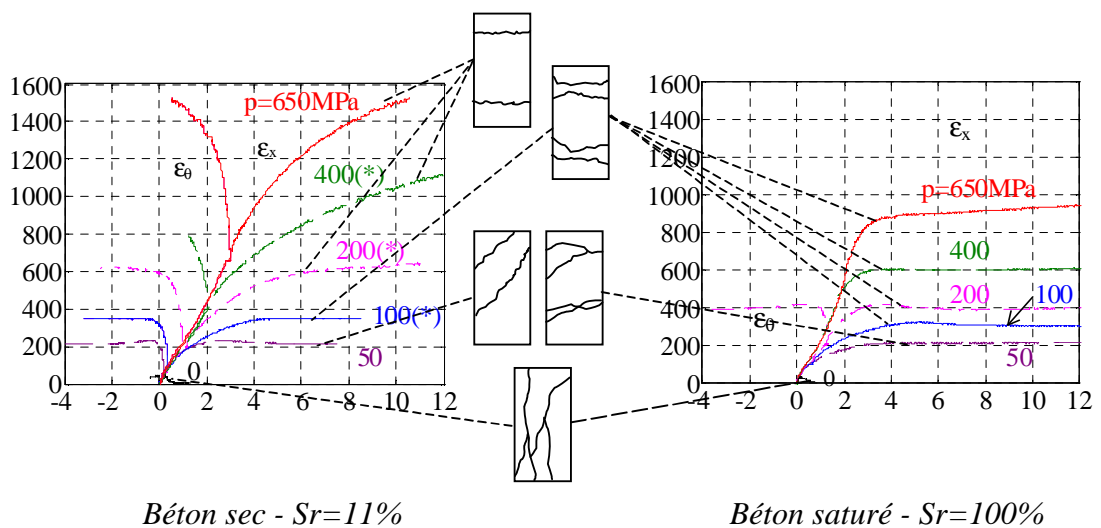


Figure 4-14 : Evolution des faciès de rupture avec le type de comportement du béton

4.3.3 Comparaison des mesures de déformation axiale par jauge et par LVDT

L'observation des mesures de déformations axiales locales et moyennes mesurées respectivement par jauge et par capteur LVDT permet d'évaluer l'homogénéité de la déformation et éventuellement de détecter les phénomènes de localisation. Les Figure 4-15a, c présentent le comportement déviatoire des échantillons respectivement secs et

saturés. Les Figure 4-15b, d représentent la déformation axiale mesurée par la jauge en fonction de celle mesurée par le LVDT pour ces mêmes essais.

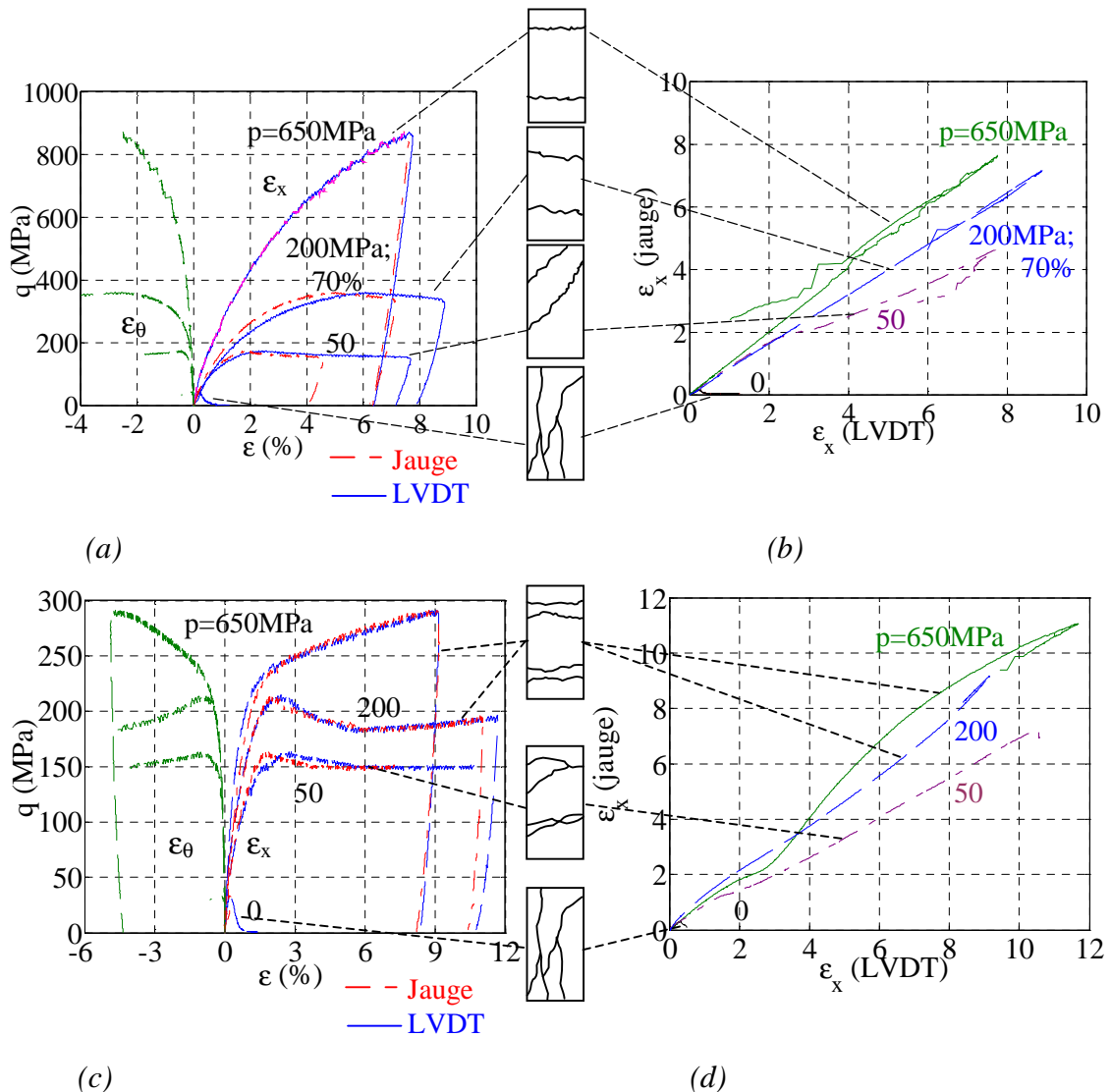


Figure 4-15 : Comportement déviatoire et mesures des déformations axiales associées mesurées par la jauge et par le capteur LVDT

(a) q en fonction des déformations (béton sec)

(b) ϵ_{jauge} en fonction de ϵ_{LVDT} (béton sec)

(c) q en fonction des déformations (béton très humide)

(d) ϵ_{jauge} en fonction de ϵ_{LVDT} (béton très humide)

En compression simple, les déformations de la jauge et du LVDT sont cohérentes jusqu'au pic de contrainte. Au delà de ce pic, la déformation de la jauge ne varie plus tandis que celle du LVDT augmente graduellement jusqu'à la ruine totale de l'échantillon. Ce phénomène est lié à une forte localisation de la déformation après le pic de contrainte.

Les essais à 50 MPa de confinement sur les échantillons secs et saturés montrent l'équivalence des déformations de la jauge et du LVDT jusqu'au du pic de contrainte. Au

delà de ce niveau, la déformation de la jauge baisse graduellement par rapport à celle du LVDT à déviateur constant. Cet écart des mesures de déformations entre la jauge et le LVDT peut indiquer l'apparition d'une localisation de la déformation au sein de l'échantillon. La mesure de ces déformations est aussi cohérente avec les modes de rupture de ces échantillons après essai. Au delà du pic de contrainte, les bandes de localisation obliques se développent et divisent l'échantillon en plusieurs parties. La déformation mesurée par la jauge est en fait celle de l'une des parties. Cette dernière est inférieure à la déformation du LVDT qui est associée au déplacement relatif des deux faces planes de l'échantillon.

Les essais à fort confinement sur les échantillons saturés et sec donnent une très bonne cohérence entre les déformations de la jauge et du LVDT. Cela indique qu'à fort confinement, la déformation du béton semble très homogène y compris pendant le processus d'endommagement. Cela s'explique par le mode de rupture de l'échantillon qui se présente sous la forme de bandes de localisation perpendiculaires avec la direction principale de chargement.

L'analyse précédente montre donc un lien possible entre la localisation observée sur l'échantillon et le rapport entre les déformations de la jauge et du LVDT. Plus ce rapport est proche de 1, plus les bandes de localisation de l'échantillon sont proches de la direction perpendiculaire à la direction axiale. Plus ce rapport est petit, plus les bandes de localisation sont inclinées. A faible confinement, le moment où les mesures de déformations de la jauge et du LVDT se divergent peut indiquer l'initiation de la localisation de la déformation au sein de l'échantillon.

4.4 Conclusion

Les essais triaxiaux réalisés à différents confinements et sur des échantillons de différents degrés de saturation ont montré l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement en termes de compaction volumique, de comportement déviatoire et d'états limites.

Les courbes de compaction volumique des bétons sec ($S_r = 11\%$) et très humide ($S_r = 85\%$) semblent se croiser à deux reprises. Pour une contrainte moyenne inférieure à 70 MPa, la compaction volumique du béton très humide est légèrement moins importante que celle du béton sec. Entre 70 et 300 MPa, le phénomène est inversé, la compaction volumique du béton très humide est plus importante que celle du béton sec. Au-delà de 300 MPa, la compaction volumique du béton très humide devient moins importante que celle du béton sec. La courbe de compaction volumique du béton humide se trouve entre celle du béton sec et celle du béton très humide. Par ailleurs, la contrainte de cisaillement accentue la compaction volumique du béton. La diminution de la raideur tangente de la courbe de comportement volumique est d'autant moins marquée que le confinement est élevé.

Concernant le comportement déviatoire, la raideur tangente du béton évolue aussi avec la pression de confinement. Les études expérimentales, qui seront présentées dans le chapitre 5, mettent en évidence que la matrice cimentaire du béton R0A7 perd sa cohésion lorsque le niveau de pression de confinement atteint un niveau entre 100 et 200 MPa. Pour des niveaux de confinement inférieurs à ce dernier niveau, le comportement

est gouverné par la résistance de la matrice cimentaire, la raideur tangente du béton diminue avec l'augmentation de la pression de confinement. Au delà de ce dernier niveau, la raideur tangente du béton augmente progressivement avec l'accroissement de la pression de confinement qui fait augmenter la densité du béton.

Le comportement déviatoire du béton montre aussi qu'à déformation donnée, plus le degré de saturation du béton est important, plus le niveau de déviateur atteint est faible. Ce phénomène peut être essentiellement expliqué par l'effet de pression interstitielle. La capacité de chargement du béton sec est fortement augmentée avec la pression de confinement tandis qu'elle reste limitée pour du béton saturé.

La comparaison entre un état limite de type "seuil de déformation volumique" et un état limite de type "seuil de contrainte" a été effectuée pour chaque échantillon testé. La transition contractance-dilatance correspondant au seuil de déformation volumique est choisie comme état limite de référence. Cet état limite est faiblement influencé par le degré de saturation aux faibles niveaux de contrainte moyenne mais très fortement sous fort confinement.

A faible niveau de contrainte moyenne, la transition contractance-dilatance peut s'expliquer par l'ouverture de microfissures au sein du béton lors de l'endommagement progressive de la matrice cimentaire. Aux niveaux de contrainte moyenne plus importants, la matrice de ciment perd sa cohésion. La transition contractance-dilatance peut alors être associée à une compacité maximale de l'empilement granulaire que constitue le béton sec. Pour le béton très humide ou saturé, nous pouvons supposer que la rupture se produit lors de la fermeture du volume d'air libre du béton. Pour le béton humide, selon le degré de saturation et le niveau de confinement, il y a une compétition entre les deux phénomènes décrits précédemment pour le béton sec et pour le béton saturé : compacité maximale de l'empilement granulaire et fermeture du volume d'air libre du béton.

Les modes de rupture des bétons testés se présentent sous forme de bandes de localisation. L'inclinaison de ces bandes est essentiellement dépendante des conditions de chargement mais semble aussi en partie influencée par le degré de saturation du béton. Celles-ci sont axiales à confinement nul, obliques à faible niveau de confinement puis s'orientent perpendiculairement à la direction principale de chargement lorsque le confinement augmente.

Par ailleurs, nous observons un lien entre le mode de rupture observé sur l'échantillon et le rapport entre les déformations mesurées par jauge et capteur LVDT. A faible confinement, le moment où les mesures de déformation de la jauge et du capteur LVDT divergent peut correspondre à l'initiation de la localisation de la déformation au sein du béton.

En résumé, l'analyse des résultats d'essais, présentée dans ce chapitre, montre que sous fort confinement, la présence de l'eau libre au sein du béton diminue très significativement la capacité de chargement du béton. Ce phénomène s'accroît avec l'augmentation du degré de saturation du béton et avec l'accroissement du niveau de chargement. L'extension en dynamique rapide des résultats obtenus en statique, présentés dans ce chapitre, a besoin d'autres études supplémentaires sur l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du béton. Cet effet sera quantifié grâce à des essais aux barres d'Hopkinson sur des échantillons confinés secs et saturés, et à des essais de tirs sur cibles

dans des études postérieures du projet global. Par ailleurs, des essais aux barres de Hopkinson effectués sur des échantillons de béton confinés jusqu'à 7 MPa [Schmidt 2003] mettent en évidence une diminution de la sensibilité du comportement du béton à l'effet de la vitesse de chargement lorsque le confinement augmente. Grâce à la dernière remarque, d'un point de vue applicatif, la conclusion de ce chapitre laisse penser qu'afin d'augmenter la capacité de résistance des structures en béton à des sollicitations extrêmes, il est nécessaire de diminuer la quantité d'eau libre présente au sein du béton durci.

Chapitre 5: Influence du rapport eau/ciment

Nous présentons dans ce chapitre les résultats des essais triaxiaux en fonction du rapport eau sur ciment du béton (E/C). Nous terminons par une analyse des états limites et des modes de rupture du béton.

5.1 Comportement du béton en fonction du rapport eau/ciment

La campagne d'essais triaxiaux réalisée sur les échantillons de bétons modifiés (EC04, EC06, EC08) permet d'étudier l'influence du rapport eau/ciment (E/C) du béton sur son comportement. Les bétons étudiés ont un rapport E/C différent ($E/C = 0,4 ; 0,64 ; 0,8$) mais le rapport entre le volume de pâte de ciment et le volume de granulats, ainsi que la composition du squelette granulaire sont identiques. L'objectif est de ne faire varier qu'un seul paramètre de la composition du béton à la fois.

Le bilan des essais réalisés, concernant l'étude du rapport E/C, est présenté dans le Tableau 4-1.

Le type du béton testé à chaque confinement est présenté sur la Figure 5-1. Les paramètres des essais effectués (vitesse de chargement en pression et vitesse de déplacement du vérin principal) sont identiques (cf. 2.2.1 et 2.3.2).

Nous commençons par présenter les résultats des essais de compression simple. L'ensemble des résultats des essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sont ensuite analysés pour mettre en évidence l'influence du rapport E/C sur le comportement du béton sous fort confinement.

5.1.1 Essais de compression simple

Les essais de compression simple sont pilotés en déplacement. Ils sont effectués avec une vitesse de déformation constante de l'ordre de 9.10^{-6} /s (cf. 2.2.1). Les échantillons étudiés ont la même dimension (7 x 14 cm) que pour les essais triaxiaux. Le Tableau 5-2 indique les conditions de conservation des échantillons, la contrainte à la rupture, la valeur du module de Young (E) et du coefficient de Poisson (ν) identifiées à partir des essais effectués. La durée de conservation dans l'étuve de l'échantillon EC08-4 étant 2 fois plus longue que pour les autres échantillons, on utilise les lois d'évolution avec l'âge de la contrainte à la rupture précédemment identifiées (cf. 2.1.3.1 et 2.1.3.2). On peut

ainsi estimer la valeur de la contrainte à la rupture pour un échantillon qui aurait été conservé de la même manière (103 jours dans l'eau et 92 jours dans l'étuve). Cette valeur est présentée dans le Tableau 5-2. Les Figure 5-2a et b montrent les résultats des essais de compression simple réalisés sur ces échantillons.

Béton	Pression de confinement p (MPa)	Numéro de l'échantillon
E/C = 0,4 (EC04)	p=0	EC04-3
	p=100	EC04-1
	p=200	EC04-4
	p=650 (n1)	EC04-5
	p=650 (n2)	EC04-8
E/C = 0,64 (R30A7 ou EC06)	p=0	A0-8
	p=50	A0-5
	p=100 (*)	A9-75
	p=200 (*)	A9-76
	p=650	A11-5
E/C = 0,8 (EC08)	p=0	EC08-4
	p=50	EC08-2
	p=100	EC08-9
	p=650	EC08-1

Tableau 5-1 : Récapitulatif des essais effectués sur des échantillons de rapports E/C différents pour différentes pressions de confinement ; (*) Essais réalisés par T. Gabet [Gabet 2006]

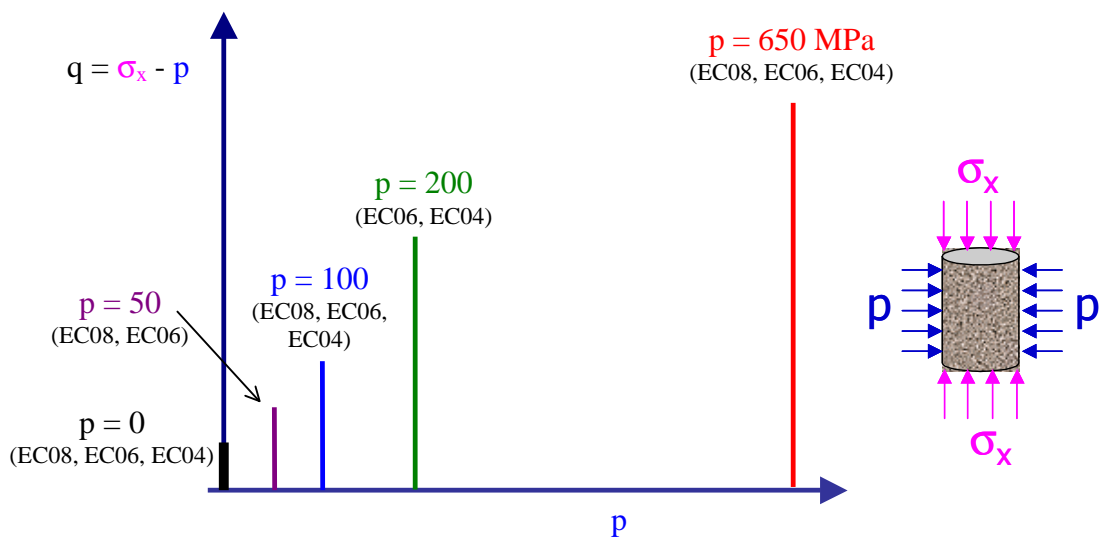


Figure 5-1 : Chemin de chargement des essais triaxiaux effectués ; q : déviateur de contrainte ; σ_x : contrainte axiale ; p : pression de confinement ; EC08 : E/C=0,8 ; EC06 : E/C=0,64 ; EC04 : E/C=0,8.

Echantillon	EC08-4	A0-8	EC04-3
Rapport E/C du béton	0,8	0,6	0,4
Conservation (jours – j) :			
- dans l'eau	92 j (eau) +	103 j (eau) +	108 j (eau) +
- dans l'étuve à 50°C	181 j (étuve)	92 j (étuve)	89 j (étuve)
Contrainte à la rupture testée (σ_{\max})	30 MPa	42 MPa	73 MPa
Contrainte à la rupture estimée pour une même conservation (103 jours dans l'eau et 92 jours dans l'étuve)	26 MPa	42 MPa (testé)	73 MPa
Module de Young (E)	19 GPa	24 GPa	33 GPa
Zone élastique pour le calcul du module de Young (E)	de 0 à 21 MPa	de 6 à 25 MPa	de 7 à 65 MPa
Coefficient de Poisson (ν)	0,1	0,13	0,13
Zone élastique pour le calcul du coefficient de Poisson (ν)	de 0 à 21 MPa	de 6 à 25 MPa	de 7 à 40 MPa

Tableau 5-2 : Essais de compression simple : conditions de conservation et caractéristiques des bétons de rapports E/C différents.

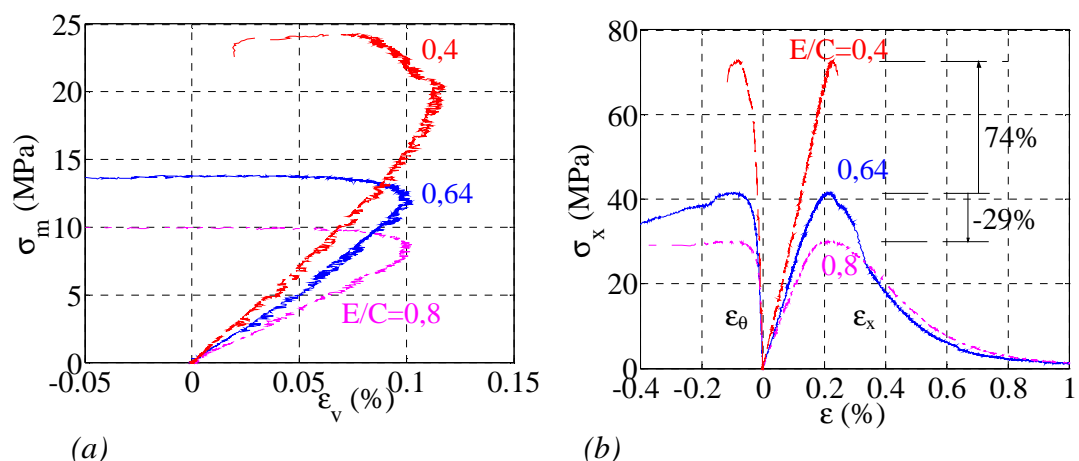


Figure 5-2 : Essais de compression simple effectués sur les bétons EC08, EC06 et EC04
 (a) Contrainte moyenne σ_m en fonction de déformation volumique ϵ_v
 (b) Contrainte axiale σ_x en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ

La Figure 5-2a montre que plus le rapport E/C du béton est faible, plus la déformation volumique du béton est faible. En fait, la diminution du rapport E/C augmente la cohésion de la matrice cimentaire du béton et diminue la porosité du béton. Le squelette granulaire des trois échantillons ayant la même composition, la déformation volumique du béton dans sa phase contractante linéaire est entièrement contrôlée par le rapport E/C. Ce résultat était prévisible puisque le rapport E/C est aussi le paramètre qui contrôle la porosité de la matrice cimentaire et donc celle du béton, ainsi que son module de Young.

La Figure 5-2b montre que le béton EC04 a un comportement du type fragile avec une rupture brutale au-delà du pic de contrainte. En revanche, les bétons EC06 et EC08 ont un comportement plus ductile de type adoucissant. Ces bétons présentent une résistance résiduelle au-delà du pic de contrainte qui diminue progressivement jusqu'à la fin de

l'essai. Cette figure indique par ailleurs, comme cela est attendu, que plus le rapport E/C du béton est important, plus sa contrainte à la rupture est faible. La contrainte à la rupture de l'échantillon A0-8 (EC06) est de 74% moins grande que celle de l'échantillon EC04-3 et de 38% plus grande que celle de l'échantillon EC08-4, si l'on tient compte de l'effet de l'âge sur la résistance du béton. Ce résultat est similaire avec celui obtenu lors d'une étude sur l'influence du rapport E/C pour du mortier [Yurtdas 2005].

La Figure 5-2b et le Tableau 5-2 permettent aussi de quantifier l'augmentation du module de Young avec la diminution du rapport E/C. Le module de Young de l'échantillon A0-8 (EC06) est de 38% inférieur à celui de l'échantillon EC04-3 et de 21% supérieur à celui de l'échantillon EC08-4. L'augmentation du module d'élasticité est donc plus lente que celle de la contrainte à la rupture des bétons. Ces résultats sont concordants avec la littérature [Neville 2002]⁽²⁾. Le Tableau 5-2 indique enfin que le coefficient de Poisson du béton EC06 est équivalent à celui du béton EC04 mais nettement plus important que celui du béton EC08. Le béton EC08 étant nettement plus poreux, sa déformation latérale sous l'action d'une charge uniaxiale est plus faible que celle des deux autres.

5.1.2 Essais triaxiaux

Ce paragraphe présente les résultats des essais avec notamment les courbes de comportement axial, volumique et déviatoire pour les différents rapports E/C.

5.1.2.1 Comportement axial

La Figure 5-3 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation lors des essais triaxiaux pour différentes pression de confinement. La déformation axiale ϵ_x est obtenue à partir de la mesure du capteur LVDT tandis que la déformation circonférentielle ϵ_θ correspond à la moyenne de la mesure des deux jauges diamétralement opposées. Nous choisissons la déformation axiale obtenue à partir de la mesure du capteur LVDT car elle est connue pour tous les essais effectués. Les échelles des trois graphiques sont identiques.

Durant la phase hydrostatique des essais sur les bétons modifiés EC08 (Figure 5-3a) et EC04 (Figure 5-3c), la plupart des essais suivent la même courbe contrainte-déformation pour un type de béton donné. Cela montre une bonne reproductibilité du comportement des bétons modifiés et confirme la pertinence de la procédure de préparation des échantillons. Par ailleurs, sur la plupart des essais effectués, les déformations axiale et circonférentielle sont très proches durant la phase hydrostatique. Le comportement des bétons modifiés est donc quasiment isotrope pour ces niveaux de sollicitation.

Pour un niveau de confinement de 50 MPa, le béton EC06 présente un comportement adoucissant avec un pic de contrainte nettement observable tandis que le béton EC08 montre un comportement ductile sans écrouissage. Pour un niveau de confinement de 100 MPa, le béton EC04 présente un pic de contrainte, suivi par d'un léger écrouissage négatif alors que les bétons EC06 et EC08 ont un comportement ductile sans écrouissage. Pour des niveaux de confinement plus importants, les résultats montrent que la capacité de chargement des bétons augmente significativement avec la pression de confinement. Pour ces essais, aucun pic de contrainte n'est atteint avant le déchargement.

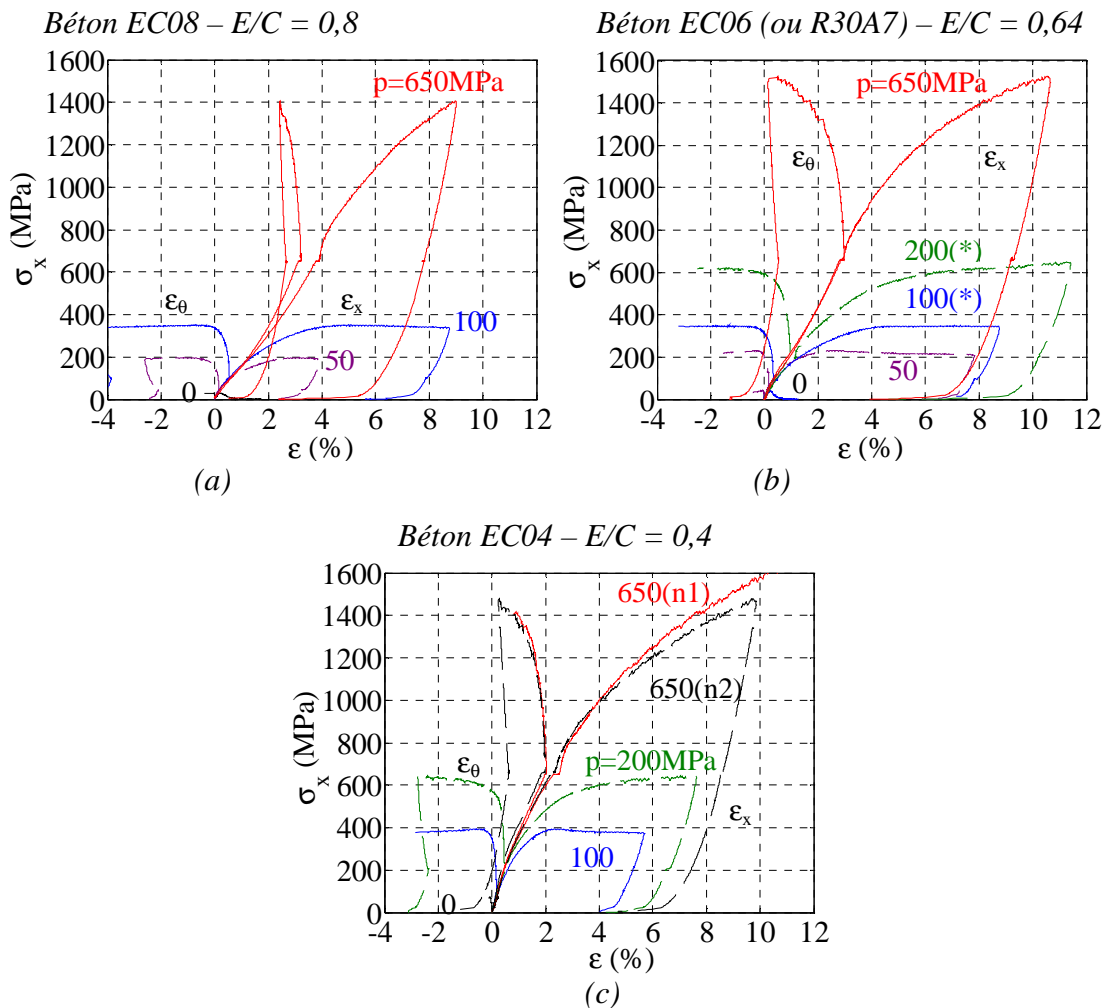


Figure 5-3 : Résultats des essais triaxiaux pour différents rapports E/C à différentes pressions de confinement : Contrainte axiale σ_x en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement

(a) : Essais sur le béton sec EC08 (E/C = 0,8)

(b) : Essais sur le béton sec R30A7 (ou bien EC06) (E/C = 0,64);

(*) Essais effectués par T. Gabet [Gabet 2006]

(c) : Essais sur le béton sec EC04 (E/C = 0,4)

5.1.2.2 Comportements volumique et déviatoire

On présente ci-dessous le comportement volumique et le comportement déviatoire des bétons étudiés pour différents niveaux de pression de confinement.

Essais à 50 MPa de confinement

La Figure 5-4 montre les courbes de comportement volumique (a) et déviatoire (b) des bétons EC08 et EC06 testés à 50 MPa de confinement. Pour ces deux bétons, la déformation volumique est quasiment linéaire dans la phase hydrostatique. On constate que la déformation volumique du béton EC08 est plus importante que celle du béton EC06, en particulier dans la phase déviatoire de l'essai. La porosité du béton EC08 étant plus importante que celle du béton EC06, ce résultat était attendu. Ce résultat est cohérent

avec celui obtenu lors d'essais triaxiaux à 15 MPa de confinement effectués sur des mortiers de rapports E/C différents [Yurtdas 2005].

La Figure 5-4b met aussi en évidence que la valeur de la contrainte au pic du béton EC06 est de 13% plus grande que celle du béton EC08. Notons qu'en compression simple, en prenant en compte l'effet d'âge la différence entre les deux était de 38%. L'écart de résistance relatif entre les deux bétons est donc nettement plus faible sous l'effet du confinement latéral.

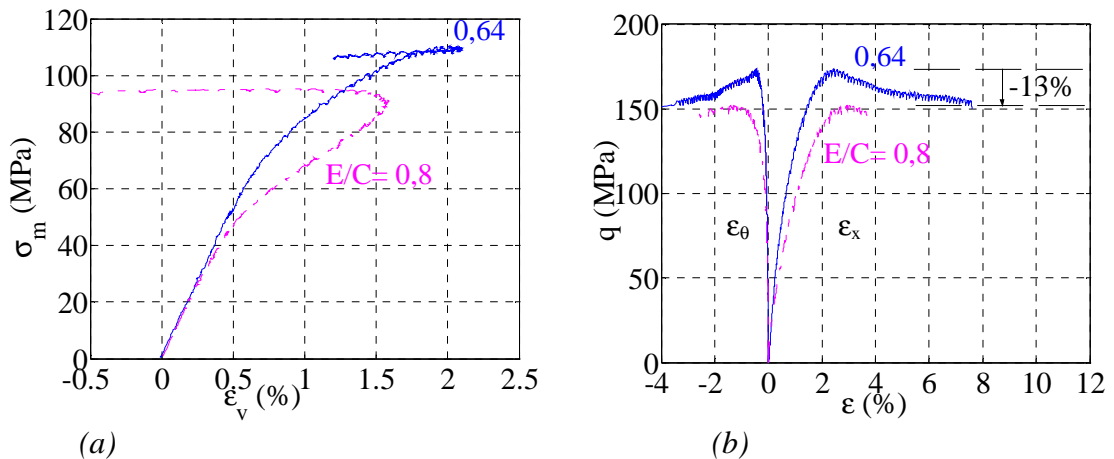


Figure 5-4 : Résultat des essais à 50 MPa de confinement effectués sur des bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06)

(a) : Contrainte moyenne σ_m en fonction de déformation volumique ϵ_v

(b) : Déviateur de contrainte q en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ

Essais à 100 MPa de confinement

La Figure 5-5 présente les courbes de comportement volumique (a) et déviatoire (b) des bétons EC08, EC06 et EC04 testés à 100 MPa de confinement. La Figure 5-5 montre que la déformation volumique du béton EC06 est moins élevée que celle du béton EC08 mais plus importante que celle du béton EC04. Ce résultat attendu s'explique par les écarts de porosité des trois bétons. On remarque par ailleurs que le comportement hydrostatique du béton EC04 est encore linéaire à 100 MPa tandis que les deux autres bétons montrent un adoucissement important de leur module volumique tangent. La matrice cimentaire du béton EC04 est donc encore quasiment élastique pour un tel confinement tandis que celle des deux autres bétons est déjà fortement endommagée.

La Figure 5-5b montre que les courbes de comportement déviatoire des bétons EC08 et EC06 sont pratiquement confondues. L'écart de 4% entre les valeurs de la contrainte au pic des deux bétons est très faible. Cet écart est inférieur à la dispersion possible entre deux essais effectués sur un même béton. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que la cohésion de la matrice cimentaire de ces deux bétons est fortement endommagée pendant la phase hydrostatique. A la fin de la phase hydrostatique, le béton se comporte alors comme un empilement de grains quasiment non-cohésif. La réponse déviatoire du béton est alors fortement liée à l'empilement granulaire et non plus à la cohésion de la matrice cimentaire. Les bétons étudiés ont une composition identique à la fois pour le squelette

granulaire (même rapport Gravier/Sable) et pour le rapport de volume pâte/volume de granulats. Seule la quantité de ciment est légèrement différente entre les deux compositions (écart de 42 kg/m^3). Si l'on suppose que le ciment est entièrement hydraté, cela correspond à une différence sur le volume des hydrates qui représente moins de 3% du volume total du béton. Les empilements granulaires des bétons EC06 et EC08 sont donc très similaires et leur faible différence n'est pas perceptible sur le comportement déviatoire du béton au-delà de 100 MPa de confinement.

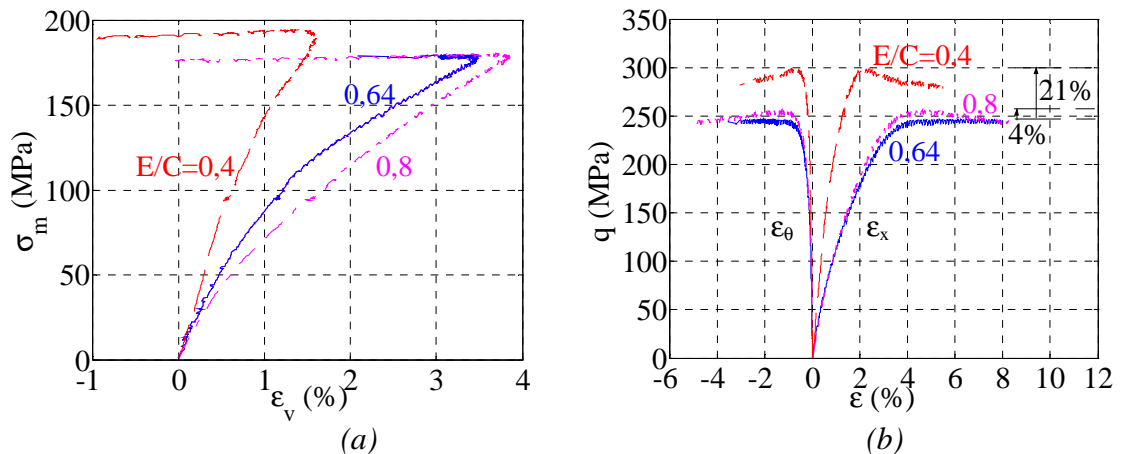


Figure 5-5 : Résultat des essais à 100 MPa de confinement effectués sur des bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04)

(a) Contrainte moyenne σ_m en fonction de déformation volumique ϵ_v

(b) Déviateur q en fonction de déformations ϵ_x , ϵ_θ

La Figure 5-5b montre aussi que la raideur tangente du béton EC04 est beaucoup plus grande que celles des bétons EC06 et EC08. En outre, la valeur de contrainte au pic du béton EC04 est de 21% plus grande que celle du béton EC06. Pour ce confinement, la matrice cimentaire du béton EC04 présente encore une cohésion importante (comportement volumique élastique). La réponse déviatoire de ce béton résulte à la fois du comportement de la matrice cimentaire et de celui du squelette granulaire (Figure 5-5 a).

Essais à 200 MPa de confinement

La Figure 5-6 présente les courbes de comportement volumique (a) et déviatoire (b) des bétons EC06 et EC04 testés à 200 MPa de confinement.

De même que pour des niveaux de confinement moins importants, la Figure 5-6a met en évidence que la déformation volumique du béton EC06 est nettement plus importante que celle du béton EC04. Cet effet s'explique toujours par la différence de porosité entre la matrice cimentaire des deux bétons.

La Figure 5-6b montre aussi que la raideur du béton EC04 est plus grande que celle du béton EC06. A ce niveau de confinement, la différence entre les raideurs est donc réduite à mesure que la pression de confinement augmente.

La Figure 5-6b montre que pour une déformation axiale de 7%, la valeur du déviateur atteint pour le béton EC04 n'est que de 9% supérieure à celle du béton EC06. Cet écart est nettement plus faible que celui observé à 100 MPa de confinement. Cela montre que pour un confinement passant de 100 à 200 MPa, la matrice cimentaire du béton EC04 est progressivement endommagée. Cet endommagement est d'ailleurs mis en évidence par la non linéarité observé au-delà de 100 MPa sur le comportement hydrostatique. Cependant, cette matrice présente une cohésion résiduelle lorsque la pression de confinement est de 200 MPa. La réponse déviatoire du béton EC04 est gouvernée, d'une part, par la résistance résiduelle de la matrice cimentaire et d'autre part, par l'empilement du squelette granulaire.

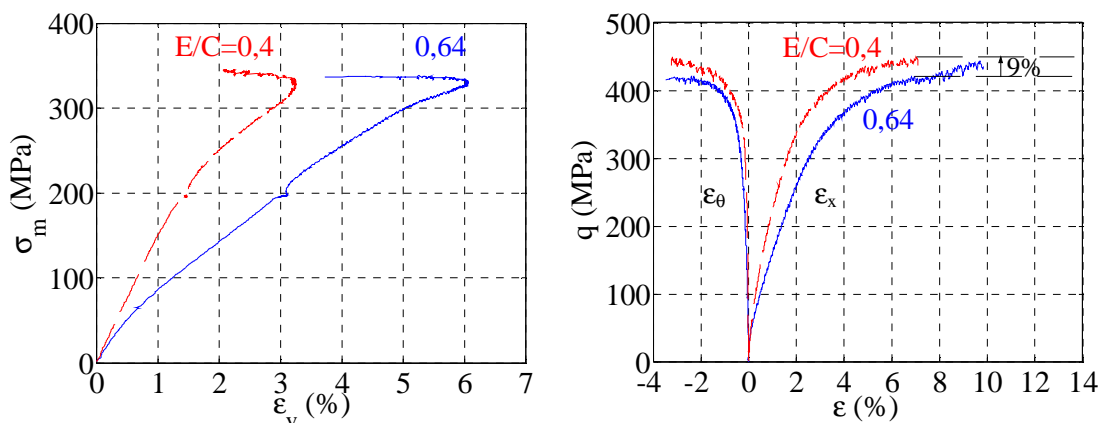


Figure 5-6 : Résultat des essais à 200 MPa de confinement effectués sur les bétons de rapports E/C différents : 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04)

- (a) Contrainte moyenne σ_m en fonction de déformation volumique ϵ_v
 (b) Déviateur de contrainte q en fonction des déformations $\epsilon_x, \epsilon_\theta$

Essais à 650 MPa de confinement

La Figure 5-7 présente les courbes de comportement volumique (a) et déviatoire (b) des bétons EC08, EC06 et EC04 testés à 650 MPa de confinement.

On constate que toutes les courbes obtenues pour les deux échantillons EC04(n1) et EC04(n2) sont très proches. Cela indique une bonne reproductibilité du comportement des essais.

La Figure 5-7a présente aussi les courbes de comportement volumique des béton EC06 et EC08. Cette figure confirme que la déformation volumique du béton est accrue avec l'augmentation du rapport E/C. On peut cependant noter que l'écart entre les déformations volumiques incrémentales des trois bétons n'est significatif qu'à faible confinement ; entre 0 et 200 MPa si l'on compare les bétons EC06 et EC08 ; entre 0 et 400 MPa si l'on compare le béton EC04 aux deux autres. Au-delà de 400 MPa de confinement, les courbes de comportement hydrostatique des trois bétons sont quasiment parallèles.

En observant les courbes de comportement volumique des bétons EC06 et EC08 (Figure 5-7a) et les courbes de comportement déviatoire de ces bétons testés à 100 MPa (Figure 5-5b), nous pouvons estimer que la matrice cimentaire du béton EC06 perd sa cohésion à

un niveau intermédiaire entre 100 MPa et 200 MPa car à ce niveau, le rapport E/C du béton n'a aucune influence sur son comportement volumique et déviatoire.

La Figure 5-7b montre que les courbes de comportement déviatoire des bétons EC08, EC06 et EC04 sont pratiquement confondues. Ce résultat confirme que sous fort confinement, la matrice cimentaire du béton perd sa cohésion et le comportement du béton devient insensible au rapport E/C. Il est seulement gouverné par l'empilement du granulaire qu'est devenu le béton. Le squelette granulaire des bétons étudiés étant similaires, cela conduit à un comportement déviatoire quasiment identique des trois bétons étudiés.

Une observation un peu plus fine des courbes sur la Figure 5-7b montre tout de même que pour des niveaux de déviateur supérieurs à 600 MPa, la courbe (q, ϵ_x) de l'échantillon EC04(n1) se trouve légèrement au-dessus celle du béton EC06. De même, le comportement déviatoire de l'échantillon EC04(n2) a aussi tendance à être plus raide que celui du béton EC06 lorsque le déviateur de contrainte augmente.

Cette légère différence de comportement s'explique peut-être par la différence entre le volume d'hydrates des trois bétons. Le début de la phase déviatoire des essais favorise un réarrangement des grains au sein du béton qui se caractérise au niveau macroscopique par une augmentation de la déformation volumique par rapport à un essai hydrostatique à contrainte moyenne équivalente. A faible niveau de contrainte déviatoire, la faible différence de volume de fines provenant de la destruction des hydrates ne joue pas de rôle significatif sur l'empilement granulaire. Mais à des niveaux plus élevés, à mesure que la densité du matériau augmente, son effet commence à être perceptible.

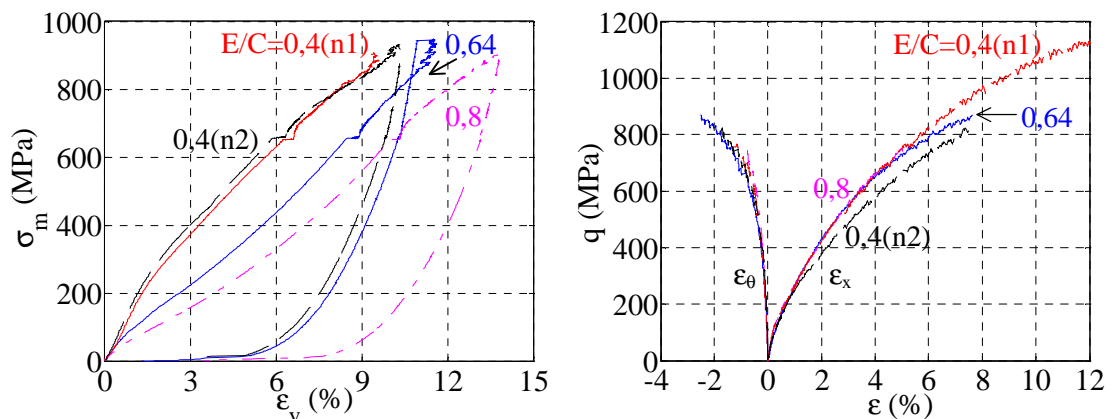


Figure 5-7 : Résultat des essais à 650 MPa de confinement effectués sur les bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04)

(a) Contrainte moyenne σ_m en fonction de déformation volumique ϵ_v

(b) Déviateur q en fonction des déformations ($\epsilon_x, \epsilon_\theta$)

5.2 Etats limites

La transition contractance-dilatance du béton a été définie comme un état limite de référence dans cette étude (cf. 4.2). Cette transition est identifiée à partir des courbes de comportement volumique des échantillons testés (Figure 5-2a, Figure 5-4a, Figure 5-5a,

Figure 5-6a). Notons que, sur la Figure 5-7a, on n'observe pas de transition contractance-dilatance pour les échantillons EC04(n1) et EC08. En effet, l'essai sur l'échantillon EC04(n1) n'a pas donné de signal de mesure des jauges orthoradiales au delà de 885 MPa de contrainte moyenne et pour lequel le seuil de transition n'est pas encore atteint. L'essai sur l'échantillon EC08 a été stoppé à 9% de déformation axiale afin d'obtenir une mesure des déformations jusqu'à la fin de l'essai, or le béton EC08 n'a pas encore atteint son seuil de déformation volumique à ce stade.

La Figure 5-8a synthétise les états limites en déformation des bétons EC08, EC06 et EC04 dans le plan déviatoire (σ_m ; q) pour tous les échantillons testés. La Figure 5-8b montre ces mêmes états limites dans un plan (σ_m , q/q_{EC06}). Cette présentation en terme de déviateur relatif à celui obtenu pour le béton de référence EC06 permet de mieux visualiser les différences entre les trois béton pour les faibles pression de confinement.

Ces figures confirment que pour de faibles niveaux de contrainte moyenne, l'état limite du béton est fortement dépendant de la résistance de la matrice cimentaire. La Figure 5-8b montre bien que cette dépendance a aussi tendance à diminuer rapidement à mesure que la contrainte de confinement augmente. Ainsi, au-delà d'une contrainte moyenne critique σ_{mc} , la courbe d'état-limite devient indépendante du rapport E/C. Cette contrainte moyenne critique dépend elle-même du rapport E/C, elle augmente lorsque E/C diminue. C'est-à-dire que la contrainte moyenne, au-delà de laquelle le rapport E/C n'a plus d'influence, est d'autant plus grande que la résistance de la matrice cimentaire est importante. D'après la Figure 5-8b, lorsque E/C diminue de 0,64 à 0,4 alors σ_{mc} augmente de 180 MPa à 330MPa.

A faible niveau de contrainte moyenne ($\sigma_m \ll \sigma_{mc}$), le comportement du béton est en grande partie gouverné par la cohésion de la matrice cimentaire. La transition contractance-dilatance est associée à l'ouverture de microfissures au sein de la structure du matériau lors de l'endommagement progressif de la matrice cimentaire [Mazars 1984]. Pour un même niveau de contrainte moyenne, plus le rapport E/C du béton est faible, plus la cohésion de la matrice cimentaire est importante, plus la contrainte atteinte du béton est élevée. Lorsque le niveau de contrainte moyenne augmente ($\sigma_m \approx \sigma_{mc}$), la différence relative entre la cohésion résiduelle des bétons devient plus faible, ce qui conduit à une diminution des écarts entre les déviateurs atteints.

A fort niveau de contrainte moyenne ($\sigma_m > \sigma_{mc}$), la cohésion de la matrice cimentaire des bétons est quasiment détruite, les bétons se comportent alors comme un empilement granulaire. L'état limite en déformation du béton correspond à la compacité maximale de cet empilement. Les squelettes granulaires des bétons étudiés étant analogues, leurs empilements associés sont très similaires. Cela explique le fait que les valeurs du déviateur atteint à l'état limite en déformation des bétons EC04, EC06 et EC08 soient très proches.

5.3 Modes de rupture

Ce paragraphe présente les modes de rupture observés des échantillons de bétons de rapports E/C différents. Ceux-ci se présentent sous la forme de bandes de localisation et évoluent en termes d'inclinaison. Pour de faibles niveaux de confinement, l'inclinaison des bandes de localisation est essentiellement dépendante de la résistance de la matrice

cimentaire qui est lié au rapport E/C. Pour de forts niveaux de confinement, celle-ci est liée à l'empilement granulaire.

Les courbes de comportement volumique des échantillons testés montrent une transition contractante-dilatance lors du passage de la surface limite. Cette transition semble être associée à une localisation de la rupture. La Figure 5-9 montre les photos des échantillons après essai. Dans cette figure, les schémas associés aux bandes de localisation observées sont représentés sur le coin en haut à gauche de la photo de chaque échantillon.

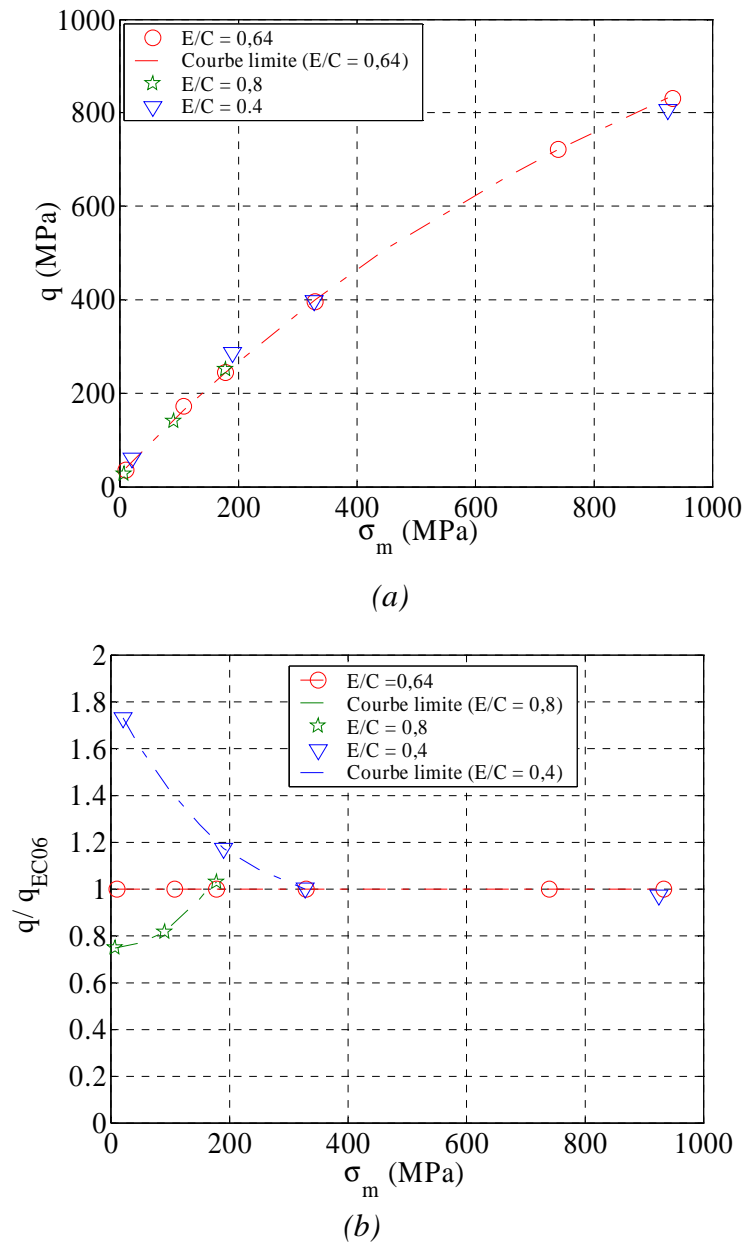


Figure 5-8 : Etats limites en déformation pour différents rapport E/C; q : contrainte déviatoire ; q_{EC06} : contrainte déviatoire pour le béton de référence EC06; σ_m : contrainte moyenne.

(a) Contrainte déviatoire q en fonction de la contrainte moyenne σ_m

(b) Déviateur relatif q/q_{EC06} en fonction de la contrainte moyenne σ_m

p (MPa)	E/C =0.8 (EC08)	E/C =0.64 (EC06)	E/C = 0.4 (EC04)
0			
50			
100			
200			
> 200	 p= 650MPa; $\epsilon_x=9\%$	 p= 400MPa; $\epsilon_x=18\%$	 p= 650MPa; $\epsilon_x=18\%$

Figure 5-9 : Faciès de rupture des bétons de rapports E/C différents ; p : pression de confinement de l'essai effectué (MPa) ; ϵ_x : déformation axiale de l'échantillon testé

Les essais de compression simple sur les échantillons des bétons EC08 et EC06 montrent un faciès de rupture très similaire. La fissuration des échantillons se présente sous la forme de plans de localisation très obliques par rapport au plan radial, de direction quasiment axiale. Cette fissuration divise les échantillons en plusieurs parties avec en particulier deux cônes de frettage aux extrémités des échantillons. Ce mode de rupture du

béton associée à un comportement adoucissant (Figure 5-10a, béton E/C = 0,64). En revanche, l'échantillon de béton EC04 est divisé en seulement deux parties principales en raison de sa rupture brutale au-delà du pic de contrainte. Ce béton présente un comportement fragile (Figure 5-10a, béton E/C = 0,4). Le plan de localisation de cet échantillon est très oblique par rapport au plan radial.

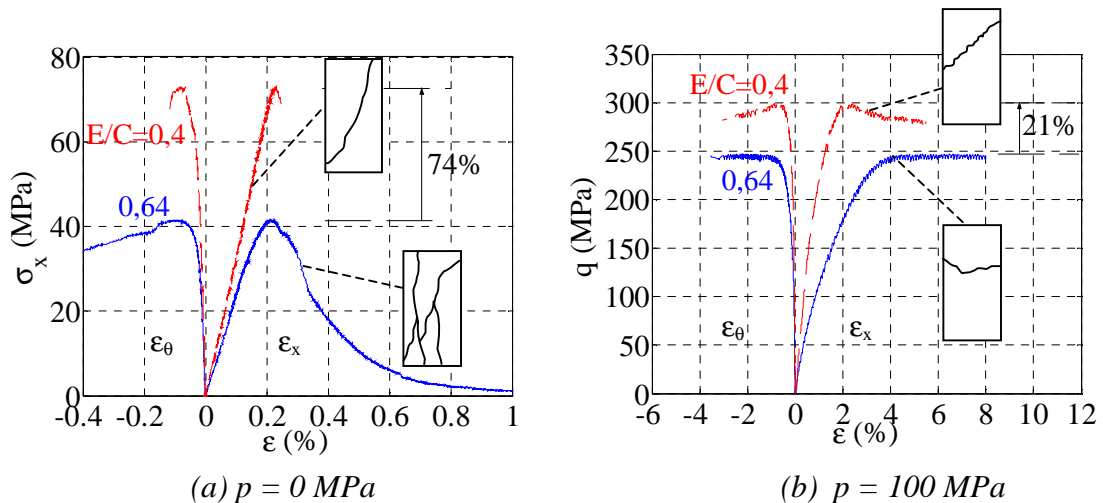


Figure 5-10 : Evolution des faciès de rupture avec le type de comportement du béton : comportement déviatoire des bétons EC06 et EC04 pour de différents niveaux de confinement : 0 MPa (a), 100 MPa (b)

L'essai à 50 MPa de confinement sur l'échantillon de béton EC08 ne montre que quelques fissures très fines en raison d'un arrêt prématuré de l'essai à une déformation axiale d'environ de 4 %. Ces fissures font le tour de l'échantillon et ont tendance à créer une bande de localisation dont l'angle par rapport au plan radial varie entre 15 et 30°. En revanche, l'essai à même niveau de confinement sur l'échantillon de béton EC06 présente un mode de rupture sous la forme de bandes obliques dont l'angle par rapport au plan radial est d'environ de 45°. Ces bandes font le tour de l'échantillon et sont situées à différentes hauteurs.

Les essais à 100 MPa de confinement sur les échantillons des bétons EC08, EC06 et EC04 montrent une nette différence d'inclinaison de leurs bandes de localisation. Celles de l'échantillon de béton EC08 se présentent sous forme quasiment parallèle au plan radial. Celles de l'échantillon de béton EC06 sont très légèrement inclinées par rapport à ce même plan. La courbe de comportement déviatoire de ce béton est parfaitement plastique (Figure 5-5b, béton E/C = 0,64). En revanche, celles de l'échantillon de béton EC04 forment un angle d'environ de 45° par rapport à celui-ci. Le comportement de ce béton présente un pic de contrainte (Figure 5-5b, béton E/C = 0,4). La bande de localisation de ce béton est similaire à celles observées sur l'échantillon EC06 à 50 MPa de confinement. Ainsi un échantillon EC04, testé à 50 MPa de confinement, devrait présenter des bandes de localisation très obliques, voire axiales. Il semble qu'à faible niveau de confinement, tant que la matrice cimentaire du béton conserve une résistance résiduelle, plus le rapport E/C du béton est faible, plus l'angle d'inclinaison des bandes de localisation par rapport au plan radial est important.

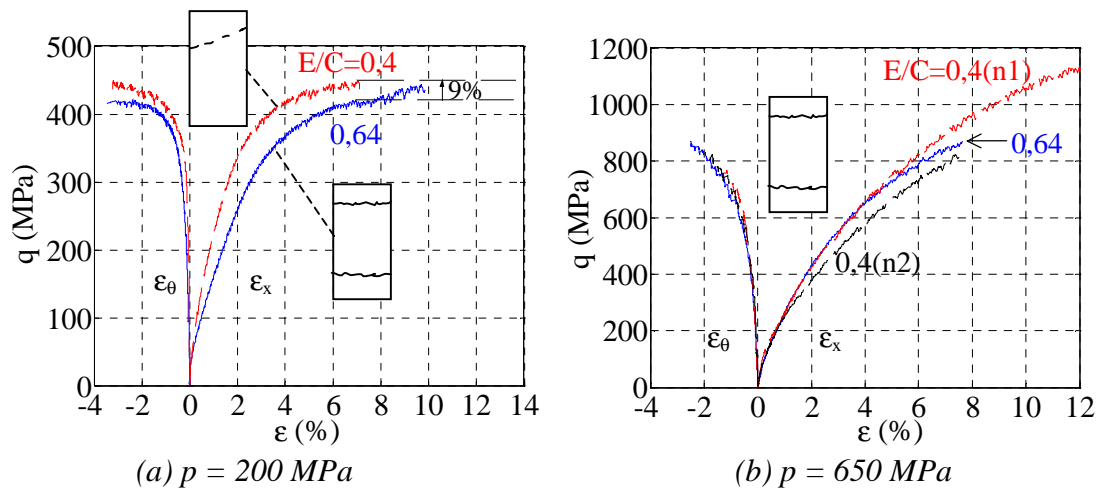


Figure 5-11: Evolution des faciès de rupture avec le type de comportement du béton : comportement déviatoire des bétons EC06 et EC04 pour de différents niveaux de confinement : 200 MPa (a), 650 MPa (b)

Les bandes de localisation de l'échantillon de béton EC06, testé à un confinement de 200 MPa, se présentent sous forme parallèle au plan radial. Une très fine bande de localisation observable sur l'échantillon de béton EC04, testé à ce même niveau de confinement, est très légèrement inclinée par rapport à ce même plan. La courbe de comportement déviatoire du béton EC06 présente un type durcissant et celle du béton EC04 tend vers un plateau (Figure 5-11a).

L'échantillon de béton EC06, testé à confinement de 400 MPa et à une déformation axiale de 18%, montre un nombre important des bandes de localisation parallèles au plan radial. Une orientation et un nombre similaire de bandes de localisation sont observés pour l'échantillon de béton EC04 testé à un confinement de 650 MPa jusqu'à une déformation axiale de 18%.

Lorsque la matrice cimentaire perd sa cohésion, le béton se comporte comme un empilement granulaire. Ce dernier étant presque similaire pour les trois bétons, il est naturel d'obtenir des modes de rupture similaires pour des niveaux de confinement supérieurs à 200 MPa. Ce mode de rupture est associé à un comportement durcissant du béton (Figure 5-11b). L'échantillon de béton EC08 testé à un confinement de 650 MPa et jusqu'à une déformation axiale de 9% ne présente aucune bande de localisation observable. La matrice cimentaire de cet échantillon est pourtant très endommagée avec un important déchaussement des plus gros granulats autour de l'échantillon. Cependant, nous n'observons aucune transition contractance-dilatance sur la courbe de comportement volumique de cet échantillon (Figure 5-7a). Cela permet de confirmer l'hypothèse selon laquelle la transition contractance-dilatance du béton est associée à une localisation de la rupture.

5.4 Conclusion

Les essais triaxiaux effectués sur des bétons de rapports E/C différents ont mis en évidence l'influence de ce rapport sur le comportement du béton. La compaction du béton s'accroît avec l'augmentation de E/C, en particulier à faible niveau de confinement,

du fait de l'augmentation de la porosité de la matrice cimentaire associée à l'augmentation de E/C. En revanche à fort confinement, une fois que la matrice cimentaire est fortement endommagée, le comportement volumique du béton se durcit. Le comportement incrémental volumique du béton semble alors très peu dépendant de E/C.

Une analyse similaire peut être faite pour le comportement déviatoire du béton. Celui-ci est très sensible au rapport E/C en compression simple et pour de faibles niveaux de confinement. L'écart relatif entre la contrainte déviatoire maximale de bétons de E/C différents se réduit ensuite progressivement lorsque le confinement augmente. Ce phénomène s'explique lui aussi par un endommagement graduel de la matrice cimentaire avec l'augmentation du confinement. Le niveau transitoire de confinement pour lequel la matrice cimentaire perd sa cohésion dépend lui-même du rapport E/C. Il se situe au alentour du triple de la résistance en compression simple pour les bétons étudiés. Lorsque la matrice cimentaire a complètement perdu sa cohésion, le béton se comporte comme un l'empilement granulaire. Son comportement devient alors quasiment indépendant du rapport E/C.

L'effet du rapport E/C sur le comportement du béton se traduit de manière très simple en termes d'états-limites. L'état limite, seuil de déformation volumique, choisit comme référence est fortement sensible au rapport E/C en compression simple et pour de faibles niveaux de confinement. Mais l'écart entre la contrainte déviatoire maximale des bétons étudiés se réduit progressivement lorsque le niveau de confinement augmente. Au-delà du niveau transitoire pour lequel la matrice cimentaire perd sa cohésion, l'état limite du béton devient indépendant du rapport E/C. Il semble totalement gouverné par l'empilement granulaire que forme le béton.

La comparaison des états-limites des trois bétons montre comme cela était attendu que pour de faibles niveaux de contrainte moyenne, l'état limite du béton dépend très fortement du rapport E/C. En revanche, cette dépendance de l'état-limite du béton vis-à-vis du rapport E/C diminue rapidement à mesure que la contrainte moyenne augmente. Au-delà d'une contrainte moyenne critique, la courbe d'état-limite devient indépendante du rapport E/C. Cette contrainte moyenne critique est d'autant plus grande que la résistance de la matrice cimentaire est importante.

Les modes de rupture des bétons étudiés se présentent sous forme de bandes de localisation. L'inclinaison de ces bandes est liée à la fois au niveau de confinement et à la résistance de la matrice cimentaire. Plus le rapport E/C du béton est faible, plus l'angle des bandes de localisation par rapport à la direction axiale de l'échantillon est faible, notamment pour les faibles confinement. Quel que soit le rapport E/C, lorsque la matrice cimentaire perd sa cohésion, le comportement déviatoire du béton devient parfaitement plastique. Les bandes de localisation sont très légèrement inclinées par rapport à la direction radiale de l'échantillon. Pour des niveaux de confinement plus importants, le comportement du béton devient durcissant. Les bandes de localisation sont alors perpendiculaires à la direction axiale.

En résumé, les résultats d'essais présentés dans ce chapitre montrent que sous fort confinement, le béton a un comportement de type empilement granulaire non-cohésif sur lequel la résistance de la matrice cimentaire du béton vierge n'a plus d'influence. L'extension en dynamique rapide des résultats obtenus en statique, présentés dans ce

chapitre, a besoin d'autres études supplémentaires sur l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du béton (études postérieures du projet global). Par ailleurs, des essais aux barres de Hopkinson, réalisés sur des échantillons de béton confinés jusqu'à 7 MPa [Schmidt 2003], montrent une diminution de l'effet de vitesse sur le comportement du béton lorsque le confinement augmente. Grâce à cette remarque, la conclusion de ce chapitre laisse penser le peu d'intérêt qu'il y a à augmenter le dosage en ciment du béton en vue d'augmenter leur capacité de résistance à des sollicitations extrêmes.

Chapitre 6: Conclusions et Perspectives

Conclusions

Le travail présenté dans ce manuscrit s'inscrit dans le cadre d'une collaboration entre le laboratoire 3S-R et le Centre d'Etude de Gramat (DGA). Il concerne la caractérisation expérimentale de l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement triaxial sous fort confinement.

L'étude bibliographique a montré les principales caractéristiques du comportement triaxial des matériaux à matrice cimentaire et des roches. Le confinement influe sur la raideur tangente, la contrainte déviatoire maximale, le type et le niveau des états limites atteints. Des travaux antérieurs montrent aussi que le comportement du mortier sous fort confinement est très différent de celui du béton, cela met en évidence la nécessité d'étendre les études précédentes conduites essentiellement sur des mortiers à l'étude de "vrais" bétons (taille de granulats d'ordre centimétrique) afin de caractériser la réponse du béton en compression triaxiale sous fort confinement.

Une grande part du travail présenté dans ce mémoire a consisté en la mise au point, au développement et à la validation de la procédure expérimentale.

Un béton ordinaire de référence (R30A7) et deux bétons modifiés ayant des rapports E/C différents ont été formulés. Une procédure de fabrication et de conservation du béton a été établie afin d'assurer une bonne reproductibilité du matériau. Une étude sur l'évolution de la résistance à la rupture en compression simple des bétons en fonction de leur âge et des conditions de conservation a été réalisée.

La mise au point des essais triaxiaux a permis d'effectuer des tests à des confinements de 650MPa. Les problèmes d'étanchéité, dus à la porosité macroscopique importante du béton, ont été résolus grâce à une membrane multi-couche faite de latex et de néoprène. Une mesure de la déformation de l'échantillon par jauges a été assurée grâce à une préparation de la surface latérale de l'échantillon et grâce à la conception d'un dispositif de protection. Des procédures de préparation des éprouvettes saturées et humides avec et sans jauges ont donc été développées. Elles ont permis d'obtenir des résultats d'essais sur du béton saturé et humide.

Les sources d'erreurs de mesures des grandeurs physiques lors d'un essai à fort confinement ont été analysées. Le comportement du capteur de force de la presse GIGA a été fréquemment contrôlé par l'intermédiaire d'essais de compression simple sur un échantillon de carbure de tungstène afin d'assurer une mesure correcte de la force axiale appliquée sur l'échantillon. Des essais triaxiaux de validation montrent que le chargement est bien homogène. Les influences de la pression, de la température et du dispositif de protection des jauges sur les mesures de déformation par jauges ont été étudiées. Elles sont très faibles et peuvent être négligées.

La mesure du capteur LVDT permet d'obtenir la déformation axiale moyenne de l'échantillon. L'influence de la position sur les enclumes du support du LVDT sur la mesure a été clairement montrée. De même, l'influence de la pression de confinement sur la mesure du LVDT a été quantifiée. Tous ces effets ont été pris en compte lors du traitement des données.

Des essais triaxiaux à différents confinements et pour plusieurs degrés de saturation ont été réalisés. Ces essais ont permis de mettre en évidence l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement.

Les courbes de compaction volumique des bétons sec ($S_r = 11\%$) et très humide ($S_r = 85\%$) semblent se croiser à deux reprises. Pour une contrainte moyenne inférieure à 70 MPa, la compaction volumique du béton très humide est légèrement moins importante que celle du béton sec. Entre 70 et 300 MPa, le phénomène est inversé, la compaction volumique du béton très humide est plus importante que celle du béton sec. Au-delà de 300 MPa, la compaction volumique du béton très humide devient moins importante que celle du béton sec. La courbe de compaction volumique du béton humide se trouve entre celle du béton sec et celle du béton très humide. Par ailleurs, la contrainte de cisaillement accentue la compaction volumique du béton. Cette accentuation est moins marquée à mesure que le confinement et que le degré de saturation augmentent.

En ce qui concerne le comportement déviatoire du béton, sa raideur tangente est modifiée par le confinement. Pour un confinement inférieur à 100 MPa, le comportement du béton est gouverné par la résistance de la matrice cimentaire. La raideur tangente du béton diminue avec l'augmentation du confinement. Pour chaque béton, il existe une contrainte moyenne transitoire au-delà de laquelle la matrice cimentaire du béton perd sa cohésion (pour le béton sec R30A7 dans cette étude, le niveau de la contrainte moyenne transitoire se situe entre 100 MPa et 200 MPa). Au-delà d'un niveau de la contrainte moyenne transitoire pour chaque béton, la raideur tangente du béton augmente progressivement avec le confinement. Par ailleurs, à déformation donnée, plus le degré de saturation du béton est important, plus le niveau de déviateur atteint est faible. La capacité de chargement du béton sec augmente fortement avec le confinement tandis qu'elle reste limitée pour du béton saturé.

L'influence du degré de saturation et du confinement sur le comportement du béton s'explique par les caractéristiques du béton sur lesquelles l'eau a une influence : la microfissuration et la rigidification du béton liées au séchage avant l'essai, les forces de cohésion du gel de ciment, la pression interstitielle dans le béton, la lubrification entre les grains solides. Ces caractéristiques sont en compétition et peuvent avoir des effets contradictoires lorsque le béton est soumis un chargement triaxial.

Un état limite en déformation correspondant à la transition de la contractance du béton à sa dilatance a été choisi comme état limite de référence. Lorsque le béton est très humide et à faible niveau de confinement, cet état limite coïncide avec un état limite en contrainte (niveau de contrainte maximum). Cet état limite est faiblement influencé par le degré de saturation du béton aux faibles niveaux de contrainte moyenne mais très fortement sous fort confinement. **Pour une pression de confinement de 650 MPa, le niveau de déviateur atteint maximal pour du béton sec (environ 900 MPa) est ainsi environ 4 fois supérieur à celui atteint pour du béton saturé (environ 230 MPa).** A faible niveau de contrainte moyenne, cet état limite correspond probablement à l'ouverture de microfissures au sein du béton lors de l'endommagement progressive de la matrice cimentaire. Aux niveaux de contrainte moyenne plus importants, la matrice cimentaire perd sa cohésion. Cet état limite peut alors être associé à une compacité maximale de l'empilement granulaire que constitue le béton sec. Pour du béton très humide ou saturé, la rupture se produit certainement lorsque le volume de porosité libre du béton est complètement refermé. Pour du béton humide, selon le degré de saturation et le niveau de confinement, il y a une compétition entre les deux phénomènes décrits précédemment pour le béton sec et pour le béton saturé : compacité maximale de l'empilement granulaire et fermeture du volume de porosité libre du béton. Il est remarqué que pour le béton humide, la compacité de l'empilement granulaire et la diminution du volume de porosité libre du béton se développent parallèlement lorsque le béton est soumis un chargement triaxial.

Les modes de rupture des bétons testés se présentent sous forme de bandes de localisation. L'inclinaison de ces bandes est essentiellement dépendante des conditions de chargement mais semble aussi en partie influencée par le degré de saturation du béton. Cette inclinaison évolue avec le niveau de contrainte atteint dans le matériau. Une comparaison des mesures de déformation axiales par jauge et par LVDT montre un lien possible entre la localisation observée sur l'échantillon et le rapport entre ces deux déformations.

Les essais triaxiaux réalisés sur trois bétons possédant un rapport eau/ciment différent mais un volume de matrice cimentaire et une composition du squelette granulaire identique ont clairement montré l'influence du rapport eau/ciment du béton sur son comportement.

Ces essais montrent que la compaction volumique du béton s'accroît avec l'augmentation de son rapport eau/ciment. Cela met en évidence la dépendance de la compaction du béton avec sa porosité interne. Par ailleurs, l'analyse du comportement déviatoire des bétons de rapports eau/ciment différents montre que le comportement du béton est sensible au rapport eau/ciment pour de faibles niveaux de confinement. L'écart relatif entre les raideurs tangentes et les contraintes maximales des bétons étudiés se réduit progressivement avec l'augmentation du confinement. Pour de forts niveaux de confinement, la matrice cimentaire perd sa cohésion, le comportement du béton est fortement lié à l'empilement granulaire que constitue le béton. Ainsi **la courbe d'états-limites du béton est indépendante du rapport eau/ciment au-delà d'une contrainte moyenne critique.** Cette contrainte moyenne critique est d'autant plus grande que la résistance de la matrice cimentaire est importante.

Naturellement, on observe le même type d'influence du rapport eau/ciment sur le mode de rupture du béton. Pour de faibles niveaux de confinement, plus le rapport eau/ciment est important, plus l'angle des bandes de localisation par rapport à la direction principale de chargement est élevé. Pour de forts niveaux de confinement, le rapport eau/ciment du béton n'a plus aucune influence sur son mode de rupture.

En résumé, l'étude de l'effet du rapport eau/ciment du béton sur son comportement met en évidence que le béton se comporte comme un empilement granulaire non-cohésif à fort confinement sans aucune influence de la résistance de la matrice cimentaire du béton vierge. De plus, l'analyse de l'influence du degré de saturation du béton sur son comportement mécanique montre que sous fort confinement, la présence de l'eau libre au sein du béton diminue très significativement la capacité de chargement du béton. Ce phénomène s'accroît avec l'augmentation du degré de saturation du béton et avec l'accroissement du niveau de chargement. Cette forte influence de l'eau libre confirme le caractère granulaire du comportement non drainé du béton sous fort confinement. L'extension en dynamique rapide des résultats obtenus en statique reste à vérifier expérimentalement par d'autres études supplémentaires sur l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du béton (études postérieures du projet global). Par ailleurs, la sensibilité du comportement triaxial dynamique du béton à l'effet de la vitesse de chargement diminue lorsque le confinement augmente [Schmidt 2003]. Grâce à cette remarque, d'un point de vue applicatif, en vue d'augmenter la résistance des structures en béton aux impacts, les conclusions de ce mémoire laissent penser qu'il y a intérêt à diminuer la quantité d'eau libre présente au sein du béton durci, et qu'il est inutile d'augmenter le dosage en ciment du béton.

Perspectives

Une grande partie du travail présenté dans ce mémoire a consisté en la mise au point d'un outil expérimental aux capacités hors normes. Si des résultats intéressants ont été obtenus quand à l'effet du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement, de nombreux champs d'étude restent à investiguer.

La presse GIGA a récemment été modifiée pour permettre de solliciter l'échantillon de manière cyclique et en particulier de réaliser des décharges au cours de l'essai. Des essais sur des bétons possédant des degrés de saturation élevés ($S_r = 85\%$, 70%) pourront être effectués avec des cycles de chargement-déchargement. Ces essais devraient permettre de dissocier les déformations élastiques et plastiques du béton au cours de l'essai.

Par ailleurs, l'analyse de l'influence du degré de saturation sur l'état limite du béton humide nécessite des essais supplémentaires. Ces essais devraient permettre d'obtenir plus précisément les courbes d'états-limites pour des degrés de saturation intermédiaires du béton.

La présente étude semble montrer qu'une partie de l'effet du degré de saturation sur le comportement du béton à fort confinement s'explique par une augmentation de la pression interstitielle dans le béton saturé. Or la presse GIGA ne permet ni le drainage, ni la mesure de cette pression interstitielle au sein de l'échantillon. Un développement futur qui permettrait le drainage ou la mesure de la pression interstitielle est nécessaire pour vérifier cette hypothèse.

En outre, l'étude d'autres paramètres de la formulation du béton sur son comportement est en cours de réalisation. Une étude sur l'influence relative du mortier et des granulats sur la réponse triaxiale du béton R30A7 est en cours de réalisation [Dupray 2007]. Enfin, des essais seront aussi menés pour évaluer l'influence du volume de pâte de ciment ainsi que l'influence de la taille des plus gros granulats sur le comportement triaxial du béton.

A moyen terme, il est aussi indispensable de quantifier l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement du béton. Des essais aux barres de Hopkinson sur des échantillons confinés saturés et secs sont nécessaires. Ces essais sont en cours de réalisation dans le cadre d'un contrat entre le laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) et le Centre d'Etude de Gramat (CEG, Direction Générale pour l'Armement (DGA)). Les échantillons utilisés pour cette étude sont constitués du même béton R30A7 et ont été réalisés au laboratoire 3S-R. A plus long terme, une étude expérimentale d'essais de tirs sur cibles faites de béton R30A7 avec différents degrés de saturation sera réalisée au CEG (DGA). Cette étude permettra de confronter les résultats obtenus dans cette étude pour un état de contrainte statique et homogène avec des essais d'impact réels.

Références bibliographiques

- [Acker 1988] P. Acker, “*Comportement mécanique du béton : apport de l’approche physico-chimique*”, PhD thesis of Ecole Nationale des Ponts et des Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n°152, 1988
- [Alexander 1982] K. M. Alexander and I. Ivanusec, “*Long term effects of cement SO₃ content on the properties of normal and high-strength concrete, Part I. The effect on strength*”, Cement and Concrete Research, 12, No. 1, pp. 51-60 (1982).
- [Akers 2004] S. A. Akers and B. R. Phillips, “*Concrete modelled as an inhomogeneous material : numerical simulations of contact detonation charges*”, In 18th International Symposium on the Military Aspects of Blast and Shock, Oberjettenberg, Germany, September 2004
- [BAEL 1991] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé selon la méthodes des états limites, 1991
- [Bailly 1996] P. Bailly, C. Tombini, O. Le Vu, “*Modélisation de géomatériaux sous sollicitations dynamiques élevées. I : Un tir de pénétration sur cible en béton*”, Colloque du réseau GEO, Aussois, 2-6 décembre, France, 1996.
- [Bailly 2004] P. Bailly, “*Comportement dynamique des bétons et génie parasismique*”, chapitre 2 : modèles de comportement, Hermes 2004, pp. 77-111 (cf. pp. 95-96)
- [Baroghel-Bouny 1999] V. Baroghel-Bouny, M. Mainguy, T. Lassabatere and O. Coussy, “*Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials*”, Cem Concr Res 29 (1999), pp. 1225–1238
- [Baud 2000] P. Baud, W. Zhu, T.-F. Wong, “*Failure mode and weakening effect of water on sandstone*”, Journal of Geophysical Research, vol. 105, No. B7, pp. 16371-16389, July 10, 2000
- [Baud 2004] P. Baud, E. Klein, T.-F. Wong, “*Compaction localization in porous sandstones : spatial evolution of damage and acoustic emission activity*”, Journal of Structural Geology, 26 : 603-624, 20004
- [Bazant 1982] Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, “*Creep and Shrinkage in Concrete Structures (Eds.)*”, J Wilay and Sons, 1982

- [Bazant 1996] Z. P. Bazant, Y. Xiang, M. D. Adley, P. C. Prat and S. A. Akers, “*Microplane model for concrete: li data delocalization and verification*”, Journal of Engineering Mechanics, 33: 255 – 262, March 1996
- [Bésuelle 2000] P. Bésuelle, J. Desrues, S. Raynaud, “*Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell*”, International Journal of Rock Mechanics & Mining Science, 37 : 1223-1237, 2000
- [Bischoff 1991] P. H. Bischoff, S. H. Perry, “*Compressive behaviour of concrete at high strain rates*”, Materials and Structures, vol. 24, p. 425-450, 1991.
- [Bisshop 2001] J. Bisschop, L. Pel, J.G.M. van Mier, “*Effect of aggregate size and paste volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites*”, in: F.-J. Ulm, Z.P. Baeant, F.H. Wittmann (Eds.), Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials, Elsevier, 2001, pp. 75-80
- [Bolomey 1935] J. Bolomey, “*Granulation et prévision de la résistance probable des bétons*”, Travaux 19 (1935) (30), pp. 228–232
- [Bonnat 1996] S. Bonnat, “*Modélisation mésomécanique du comportement sous choc de l’aluminium poreux – Validation expérimentale*”, Thèse de Doctorant de l’Université de Poitiers, France 1996
- [Burlion 1997]⁽¹⁾ N. Burlion, “*Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale*”, PhD thesis, ENS Cachan, , p. 146 et 183, France 1997
- [Burlion 1997] N. Burlion, “*Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale*”, PhD thesis, ENS Cachan, France 1997
- [Burlion 1999] N. Burlion, G. Gary, F. Gatuingt, “*Comportement expérimental en compaction statique et dynamique du microbéton MB50*”, dans le rapport scientifique final “Comportement des ouvrages en dynamique rapide, comportement dynamique du béton” du groupe de recherche formé dans le cadre du réseau de laboratoires «GEO», responsable du projet P. Bailly, 1999.
- [Burlion 2001] N. Burlion, G. Pijaudier-Cabot and N. Dahan, “*Experimental analysis of compaction of concrete and mortar*”, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 25: 1467-1486, 2001
- [Burlion 2003] N. Burlion, I. Yurtdas, F. Skoczylas, “*Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire : comparaison mortier – béton*”, Revue française de génie civil, vol. 7, n°2, pp. 145-165, 2003

- [Burlion 2005] N. Burlion, F. Bourgeois, J-F Shao, “*Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete*”, *Cement and Concrete Composites* 27 (2005) 367–379
- [Buzaud 1998] E. Buzaud, “*Performances mécaniques et balistiques du microbéton MB50*”, dans le rapport scientifique final “*Comportement des ouvrages en dynamique rapide, comportement dynamique du béton*” du groupe de recherche formé dans le cadre du réseau de laboratoires «GEO», responsable du projet P. Bailly, 1999.
- [Buzaud 2004] E. Buzaud, “*High pressure triaxial compression of concrete*”, In Workshop Hard Target Reserch, QinetiQ Farnborough, UK, September 2004.
- [Castellote 2004] M. Castellote, C. Alonso, C. Andradea, X. Turrillas, J. Campoc, “*Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction*”, *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 1633–1644
- [Chanvillard 1999] G. Chanvillard, “*Le matériau béton : connaissances générales*”, Aléas 1999, 115-139
- [Com 93] Comité Euro-international du Béton / Fédération Internationale de la Précontrainte, CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1993.
- [Dupain 2000] R. Dupain, R. Lanchon, J.-C Saint Arroman, “*Granulats, sols, ciments et bétons*”, Eleducalivre 2000, (voir pp 79-80)
- [Dupray 2007] F. Dupray, Y. Malécot, E. Buzaud, L. Daudeville, “*Comportement du béton sous fort confinement : expérience et modélisation à l’échelle mésoscopique*”, XXVIemes Rencontres Universitaires de Génie Civil, 23 - 25 mai 2007, Bordeaux, France.
- [Dreux 1985] G. Dreux, “*Nouveau guide du béton*”, Eyrolles 1985
- [EN 12350-1] Norme européenne EN 12350-1 (1999) pour la mise en œuvre du béton frais, 1999
- [Féret 1892] R. Féret, “*Sur la compacité des mortiers hydrauliques*”, *Annales des Ponts et Chaussées*, Série 7, vol. 4 : 5-164, 1892
- [Foure 85] B. Foure, “*Résistance potentielle à long term terme du béton soumis à une contrainte soutenue*”, *Annales de l’ITBTP* n° 431, série B 226, p. 45-64, janvier 1985
- [Gabet 2006] T. Gabet, “*Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes: Influence du trajet de chargement*”, Doctorat de l’Université Joseph Fourier, Laboratoire 3S, 2006.
- [Gilkey 1961] H. J. Gilkey, “*Water/cement ratio versus strength – another look*”, *J. Amer. Concrete Inst.*, Part 2, 58, pp 1951-78 (Dec. 1961).

- [Gran 1997] J. K. Gran and D. J. Frew, “*Measurement and computation of dynamic stresses during penetration into concrete*”, In Proceeding of the 8th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, Mc Lean, Virginia, 21-25 April 1997
- [Hanchak 1992] S.J. Hanchak, M.J. Forrestal, E.R. Young, J.Q. Ehrigott, “*Perforation of Concrete Slabs with 48 MPa and 140 MPa unconfined compressive strengths*”, Intern. J. Impact Engrg., Vol. 12, n° 1, pp 1-7, 1992
- [Hopkinson 1914] B. Hopkinson, A method of measuring the pressure in the deformation of high explosives or by the impact of bullets, Philosophic Transactions of the Royal Society, A231: 437-452,1914.
- [Hild 2003] F. Hild, C. Denoual, P. Forquin, X. Brajer, “*On the probabilistic-deterministic transition involved in a fragmentation process of brittle materials strains*”, Computers & Structures, vol. 81(12), p. 1241-1254, 2003.
- [Imran 1996] I. Imran and S.J. Pantazopoulou, “*Experimental study of plain concrete under triaxial stress*”, ACI Mater. J., 93(6): 589–601, 1996.
- [Jiang 1991] L.H. Jiang, D.H. Huang and N.X. Xie, “*Behavior of concrete under triaxial compressive-compressive-tensile stresses*”, ACI Mater. J., 88(2): 181–185, 1991.
- [Kakizaki 1992] M. Kakizaki, H. Edahiro, T. Tochigi and T. Niki, “*Effect of Mixing Method on Mechanical Properties and Pore Structure of Ultra High-Strength Concrete*”, Katri Report No. 90, pp. 19, 1992, cité dans «*Propriétés des bétons* », Neville A. M., Eyrolles 2002, 255-259.
- [Kupfer 1973] H.B. Kupfer and K.H. Gerstle, “*Behavior of Concrete under Biaxial Stresses*”, J. of the Eng. Mechanics Div. 99(4): 853-866, 1973
- [Mazars 1984] J. Mazars, “*Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure*”, Thèse d’état de l’Université Paris VI, France, 1984
- [Menéndez 1996] B. Menéndez, W. Zhu and T.-F. Wong, “*Micromechanics of brittle faulting and cataclastic flow in Berea sandstone*”, J. Struct. Geol., 18, 1-16, 1996
- [Li 1970] H. Li, D. Pugh, “*Mechanical behavior of materials under pressure*”, Elsevier, Amsterdam, 1970.
- [Neville 1959] A. M. Neville, “*Tests on the strength of high-alumina cement concrete*”, J. New Zealand Inst. E., 14, No. 3, pp. 73-7, 1959.

- [Neville 2002]⁽¹⁾ A. M. Neville, “*Propriétés des bétons*”, Eyrolles 2002, 577-578
- [Neville 2002]⁽²⁾ A. M. Neville, “*Propriétés des bétons*”, Eyrolles 2002, 399-400
- [Neville 2002]⁽³⁾ A. M. Neville, “*Propriétés des bétons*”, Eyrolles 2002, 276-278 et 402-403
- [Neville 2002]⁽⁴⁾ A. M. Neville, “*Propriétés des bétons*”, Eyrolles 2002, 276-278 et 255-259
- [Neville 2002]⁽⁵⁾ A. M. Neville, “*Propriétés des bétons*”, Eyrolles 2002, 293-298
- [NF P 18-353] Norme française NF P 18-353 pour la mise en œuvre du béton frais pour la mesure du volume d’air occlus à l’aide d’un aéromètre.
- [NF P 18- 404] Norme française NF P 18- 404 pour la mise en oeuvre du coulage de béton.
- [Norme ISO 5017] Norme de référence pour la mesure de la porosité accessible à l’eau du béton.
- [Ollivier 1997] J. P. Ollivier, “*Les résultats des essais croisés AFREM pour la détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l’eau des bétons*”, Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM du groupe de travail “Durabilité des bétons” animé par J. P. Ollivier et M. Salomon, “Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité”, Toulouse, 11 et 12 décembre 1997.
- [Ollivier 1992] J. P. Ollivier, M. BUIL, “*Conception des bétons : la structure poreuse*”, “La durabilité des bétons”, Presses de l’ENPC, Eds., Paris, 1992.
- [Poinard 2007] C. Poinard, “*Observations optiques à l’échelle macroscopique et microscopique du béton sous fortes contraintes*”, Master 2 Mécanique, Energetique, Recherche et Ingénierie, spécialité Géomécanique, UJF/INPG 2007.
- [Schmidt 2003] J. M. Schmidt, “*High pressure and high strain rate behaviour of cementitious materials : experiments and elastic/viscoplastic modeling*”, PhD thesis, University of Florida, USA, 2003.
- [Sfer 2002] D. Sfer, I. Carol, R. Gettu and G. Etse, “*Study of the Behavior of Concrete under Triaxial Compression*”, Journal of Engineering Mechanics, 128 (2): 156-163, february 2002.
- [Shah 1968] S. P. Shah and G. Winter, “*Inelastic behaviour and fracture of concrete*”, Symp. On Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete, ACI SP-20, pp. 5-28 (Detroit, Michigan), 1968.
- [Taliercio 1999] A. Taliercio, M. Berra, A. Pandolfi, “*Effect of high-intensity sustained triaxial stresses on the mechanical properties of plain concrete*”, Mag. Concrete Res. 51(6): 437-447, 1999.

- [Toutlemonde 1995] F. Toutlemonde, “*Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages*”, Thèse de doctorat de l’ENPC, 1995.
- [Thiot 2004] Thiot Ingénierie, la Croix Blanche, 46130 Saint Michel Loubejou, France.
- [Vajdova 2004] T. Vajdova, P. Baud, T.-F. Wong, “*Compaction, dilatancy and failure in porous carbonate rocks*”, J. Geophysical Research, 109: B05204, 2004.
- [Vegt 2006] I. Vegt, J. Weerheijm, “*Dynamic response of concrete at high loading rates a new hopkinson bar device*”, Eighth International Symposium on Brittle Matrix Composites BMC 8, Varsovie (Pologne), October 23-25, 2006.
- [Vu 2005] X. H. Vu, “*Formulation, procédure de fabrication du béton R30A7*”, dans le rapport scientifique “*Caractérisation et modélisation du comportement mécanique des bétons sous très fort confinement*”, responsable du projet L. Daudeville, 2005.
- [Yaman 2002] I. O. Yaman, N. Hearn and H. M. Akta, “*Active and non-active porosity in concrete*”, part: Experimental evidence, Materials and Structures, 35 (246): 102-109, 2002.
- [Yurtdas 2004]⁽¹⁾ I. Yurtdas, N. Burlion, F. Skoczylas, “*Experimental characterisation of the drying effect on uniaxial mechanical behaviour of mortar*”, Materials and Structures, Vol. 37, 170-176, April 2004.
- [Yurtdas 2004]⁽²⁾ I. Yurtdas, N. Burlion, F. Skoczylas, “*Triaxial mechanical behaviour of mortar: effects of drying*”, Cement and Concrete Research 34 : 1131–1143, 2004.
- [Yurtdas 2005] I. Yurtdas, H. Peng, N. Burlion, F. Skoczylas, “*Influence of water by cement ratio on mechanical properties of mortars submitted of drying*”, Cement and Concrete Research, 2005.
- [Wang 1987] C.-Z. Wang, Z.-H. Guo and X.-Q. Zhang, “*Experimental investigation of biaxial and triaxial compressive concrete strength*”, ACI Mater. J., 84, 92–100, 1987.
- [Warren 2004] T. Warren, A. Fossum, and D. Frew, “*Penetration into low-strength (23 MPa) concrete: target characterization and simulations*”, Int. J. of Impact Engineering, 30: 477-503, 2004.
- [Wittmann 1982] F. H. Wittmann, “*Creep and shrinkage mechanisms, in Creep and Shrinkage in Concrete Structures*”, in : Z.P. Bazant and F.H. Wittmann (Eds.), J. Wiley and Sons, pp. 129-161., 1982.

- [William 2005] E. M. William, S. E. Akers and P. A. Reed, “*Constitutive models for the triaxial behaviour of concrete*”, Report n°ERDC/GSL TR-05-16, Geotechnical and Structures Laboratory, U.S. Army, 2005
- [Wu 2000] X.Y. Wu, P. Baud, T.-f. Wong, “*Micromechanics of compressive failure and spatial evolution of anisotropic damage in Darley Dale sandstone*”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37, 143–160, 2000.
- [Zhao 1996] H. Zhao, G. Gary “*On the use of SHPB techniques to determine the dynamic behavior of materials in the range of small strains*”, *Int. J. Solids Structures*, vol. 33(23), p. 3363-3375, 1996.
- [Zukas 1992] J. A. Zukas, “*Penetration and perforation of solids*”, Impact Dynamics, Krieger Publishing Company, 1992.

Annexe : Formulation du béton R30A7

La partie suivante présente en détail le protocole de mise au point de la formulation du béton R30A7 (Tableau 2-5).

Les principales caractéristiques d'un béton sont son ouvrabilité à son état frais et sa résistance en compression simple à son état durci à un âge de 28 jours. Le facteur majeur influençant l'affaissement du béton est la quantité d'eau dans sa formulation. Les facteurs d'influence secondaires sont les volumes de pâte de ciment (ciment, eau, air occlus) et de granulats, la taille maximale des granulats et la granulométrie du squelette granulaire. La résistance d'un béton dépend de la qualité de la pâte de ciment et celle des granulats du squelette granulaire.

La formulation du béton R30A7 est initiée par la détermination du rapport C/E grâce à la formule de Bolomey [Bolomey 1935]:

$$\sigma_{28} = G' \sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (A-1)$$

Où :

$\sigma_{28} = 30$ MPa : Résistance voulue du béton formulé à 28 jours

$\sigma'_c = 64,3$ MPa : Classe vraie du ciment à 28 jours

G' : Coefficient granulaire fonction de la qualité et de la dimension maximale des granulats ($D_{\max} = 8$ mm). Les granulats sont issus de rivière roulés et de bonne qualité, G' est donc estimé à 0,44.

C : Dosage en ciment en kg par m^3 de béton

E : Dosage en eau totale sur matériaux sec en litre par m^3 de béton

En utilisant l'équation A-1 et une résistance de 30 MPa, le béton R30A7 doit avoir un rapport C/E égal à 1,56.

Dans la méthode «Dreux-Gorisse» classique, la quantité de ciment C est déterminée grâce à un abaque en fonction des valeurs de C/E et de l'affaissement voulu du béton. La quantité d'eau E nécessaire à la confection du béton se calcule grâce aux valeurs de C/E et de C . Les essais d'affaissement réalisés sur béton formulé de cette façon montrent que la quantité d'eau E est surestimée d'environ 30%, la consistance du béton frais est donc très grande.

La quantité d'eau nécessaire pour le niveau d'affaissement désiré a été déterminée par interpolations entre divers essais d'affaissement réalisés pour des formulations de béton différentes mais avec un rapport C/E constant afin d'obtenir une résistance fixée.

Sachant que la quantité d'eau et de ciment, les quantités de granulats du béton désiré sont déterminés de telle sorte que le mélange des composants ait un minimum de vides, la

méthode de Dreux consiste à tracer la droite de référence qui représente la courbe idéale d'un matériau à minimum de vides. Dans le graphe de la granulométrie représentant le passant cumulé en fonction du module de tamis, la droite de Dreux a pour origine le point 0 origine du graphe et pour extrémité le point D caractéristique des plus gros granulats ($D_{max} = 8\text{mm}$ pour béton R30A7). Le point de brisure (X,Y) de la droite de Dreux est défini tel que :

$$X = D_{max}/2 = 4 \text{ (mm) (Module de tamis 37)} \quad (A-2)$$

$$Y = 50 - \sqrt{(D_{max})} + K' \quad (A-3)$$

où : $K' = K + K_s + K_p \quad (A-4)$

K est fonction de la forme des granulats, du mode de vibration et du dosage en ciment.

$$K_s = 6.M_f - 15 \text{ si } M_f > 2,5 \quad (A-5)$$

(M_f est le module de finesse du mélange des granulats de diamètre inférieur à 5mm

(sable équivalent) du béton R30A7).

K_p n'est pas pris en compte car le béton est vibré.

La recherche du mélange de granulats optimal à minimum de vides consiste à rechercher un minimum d'écart entre la courbe granulométrique du mélange de granulats choisi avec la droite de Dreux par itérations successives et avec différentes proportions possibles de sable D 1800 μm et de gravier D 0,5/ 8. La correction de la valeur K_s consiste à relever l'ordonnée du point de brisure Y (ce qui correspond à majorer le dosage de sable) si le module de finesse (M_f) du sable qui se compose des grains de diamètre inférieur à 5mm dans le mélange est plus grand. Une macro de programmation éditée en Visual Basic permet de rechercher automatiquement une proportion optimale du mélange de granulats qui correspond à un minimum d'écart entre la droite de Dreux et la courbe granulométrique du mélange.

Le tableau A-1 présente une feuille de calcul en Excel présentant la détermination du mélange de granulats optimal à minimum de vides pour le béton R30A7 (ce calcul correspond à un cas où les quantités d'eau et de ciment sont respectivement de 169 (kg/m^3) et 263 (kg/m^3) de la formulation validée du R30A7).

Dans le tableau A-1, les éléments sont calculés de la façon suivante :

Le module de finesse du sable équivalent du mélange M_f correspond à la somme des pourcentages des refus cumulés, ramenés à l'unité, pour les tamis d'ouverture 0,16- 0,315- 0,63- 1,25- 2,5 – 5 mm.

$$M_f = (\text{Refus}_{0,16} + \text{Refus}_{0,312} + \text{Refus}_{0,63} + \text{Refus}_{1,25} + \text{Refus}_{2,5} + \text{Refus}_5) (\%) / 100 \quad (A-6)$$

$$\text{Ecart}_{(i)} = (\text{Passant Dreux}_{(i)} (\%) - \text{Passant mélange}_{(i)} (\%))^2 \quad (A-7)$$

$$\text{Erreur}_{\text{moyenne}} = \frac{\sqrt{\sum \text{Ecart}_{(i)}}}{17 * \text{Moyenne}(\text{Passant}_{\text{Dreux}_{(i)}})} \quad (A-8)$$

Passant Dreux (i) : Passant de la droite de Dreux correspondant au tamis i

Passant mélange (i) : Passant du mélange correspondant au tamis i

La recherche d'un minimum d'écart entre la courbe granulométrique du mélange de granulats choisi avec la droite de Dreux conduit à rechercher un minimum d'erreur moyenne. Cela permet de trouver la proportion optimale, en volume absolu, du mélange de granulats à minimum de vides pour le béton R30A7: 46,4% pour Sable D1800 μ m (ou bien Silmix 1800 μ m) et 53,6 % pour D 0,5/ 8

Le méthode de Dreux permet d'estimer la valeur de la compacité c du béton qui correspond au volume absolu en m^3 de solide contenu dans un mètre cube de béton (volumes absolus du ciment, du sable et du gravier). Une estimation de la valeur de la compacité c est équivalente à une estimation du volume d'air occlus dans le béton à son état frais car le béton frais contient l'eau (volume connu par les calculs précédents), l'air occlus, les solides (ciment, granulats). L'estimation de la valeur de la compacité c peut être comparée à la mesure d'air d'occlus au moyen de l'aéromètre. La valeur estimée de la compacité c du béton permet de déterminer le volume total absolu V des granulats intervenant dans la formulation du béton. Connaissant V et les pourcentages en volume absolu de sable et de gravier, il est alors possible de déterminer les volumes de sable et de gravier.

La procédure itérative de détermination de la quantité d'eau permettant d'obtenir l'affaissement désiré conduit à une variation proportionnelle de la quantité de ciment C et donc à une modification du coefficient K de l'équation A-4. La correction du coefficient K consiste aussi à relever l'ordonnée Y du point de brisure (X,Y) de la droite de référence de Dreux (ce qui correspond à augmenter le dosage de sable) si le dosage en ciment est plus faible. Donc le changement de la quantité d'eau E et de ciment C , dans une nouvelle formulation par rapport une précédente, conduit à rechercher de nouveau une compacité optimale du mélange de granulats pour obtenir un mélange avec un minimum de vides.

Une fois la phase d'obtention de l'affaissement du béton terminée, le coulage du béton est effectué pour confectionner des éprouvettes. Ces éprouvettes sont ensuite conservées dans l'eau pendant environ 28 jours, puis surfacées et testées en compression simple. La formulation du béton est validée si la résistance moyenne en compression simple des différentes éprouvettes est de l'ordre de la résistance attendue.

Annexe

Granulats				Erreur moyenne			Droite de référence de DREUX		Module de finesse du mélange	
Proportion		Silmix 1800µm	D 0,5/8	Mélange	2.54761565%			X	4.00	3.939
Module	Tamis (mm)	Passant (%)	Passant (%)	Passant (%)	Passant Dreux (%)	Refus (%)	Y	53.68	Module du sable équivalent du mélange Mf	
41	10	100	100	100.00		0.00			3.035	
40	8	100	97.37	98.59	100.00	1.41			Ecart	
39	6.3	100	76.56	87.43	84.56	12.57			1.991	
38	5	100	43.15	69.53	69.12	30.47			8.259	
37	4	100	19.81	57.02	53.68	42.98			0.164	
36	3.15	100	8.43	50.92	50.70	49.08			11.143	
35	2.5	99.96	4.64	48.87	47.72	51.13			0.049	
34	2	99.94	1.73	47.30	44.73	52.70			1.336	
32	1.25	90.32	0.29	42.06	38.77	57.94			6.568	
30	0.8	71.39	0.00	33.13	32.80	66.87			10.837	
29	0.63	51.85	0	24.06	29.82	75.94			0.103	
28	0.5	36.90	0	17.12	26.84	82.88			33.246	
26	0.315	28.10	0	13.04	20.88	86.96			94.464	
24	0.2	25.44	0	11.81	14.91	88.19			61.415	
23	0.16	18.46	0	8.56	11.93	91.44			9.645	
22	0.125	12.34	0	5.73	8.95	94.27			11.327	
20	0.08	2.34	0	1.09	2.98	98.91			10.370	
19	0	0	0	0.00	0.00	100.00			3.594	
									0.000	

Sable équivalent		Ecart	
Passant (%)	Refus (%)		
100.00	0.00	1.991	
82.01	17.99	8.259	
73.24	26.76	0.164	
70.29	29.71	11.143	
68.03	31.97	0.049	
60.50	39.50	1.336	
47.65	52.35	6.568	
34.60	65.40	10.837	
24.63	75.37	0.103	
18.75	81.25	33.246	
16.98	83.02	94.464	
12.32	87.68	61.415	
8.24	91.76	9.645	
1.56	98.44	11.327	
0.00	100.00	10.370	

CompaciteOpt

Optimisation de la compacité du squelette granulaire

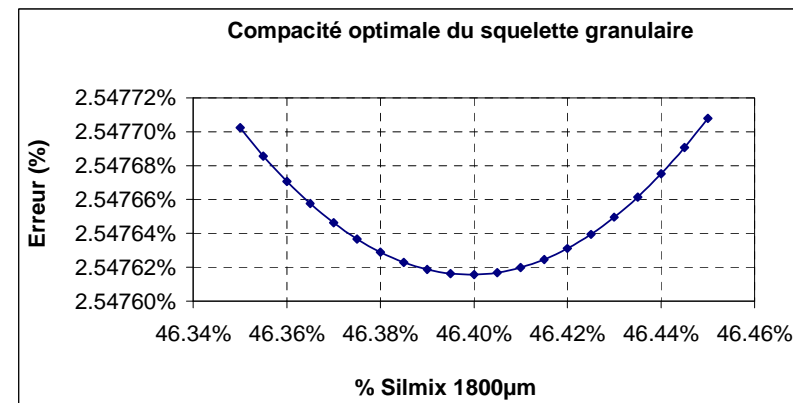
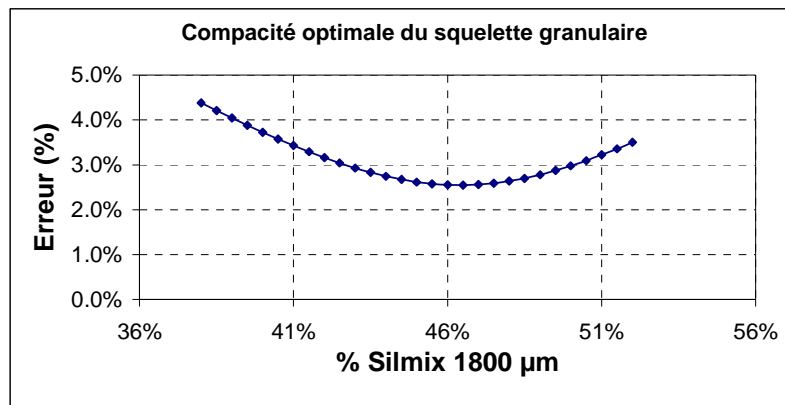


Tableau A-1 : Recherche du mélange optimal de granulats à minimum de vides (formulation validée du béton R30A7)

Liste des figures

Figure 1 : Schéma de sollicitation d'une structure sous impact [Zukas 1992], [Bailly 1996].....	2
Figure 2 : Cinétique de dessiccation d'une paroi en béton	3
Figure 3 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la rupture en compression simple du béton à différentes échéances [Chanvillard 1999].....	4
Figure 1-1 : Comportement volumique des mortiers sous chargement hydrostatique : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique	11
Figure 1-2 : Cellule de confinement entourant l'échantillon lors d'un essai uniaxial confiné (ou œdométrique) [Burlion 1997] ⁽¹⁾ , [Burlion 2001].....	12
Figure 1-3 : Courbes de comportement volumique d'un essai hydrostatique et d'un essai œdométrique sur un mortier normal à E/C = 0,5 : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Burlion 1997], [Burlion 2001]	13
Figure 1-4 : Courbes de comportement volumique des essais hydrostatiques et des essais œdométriques sur un aluminium poreux à 9% et à 17% : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Bonnard 1996]	14
Figure 1-5 : Résultat d'essais triaxiaux sur le microbéton MB50 [Buzaud 1998]	15
Figure 1-6 : Résultat d'essais triaxiaux sur le mortier FCAM [William 2005].....	17
Figure 1-7 : Essai hydrostatique à 500 MPa de confinement sur le béton WES5000: contrainte moyenne en fonction des déformations axiale et circonférentielle [Schmidt 2003]	18
Figure 1-8 : Résultat d'essais triaxiaux sur le béton WES5000 [Schmidt 2003] : contrainte déviatoire en fonction des déformations axiale, circonférentielle et volumique (a, b, c, d, e) et contrainte déviatoire en fonction de la contrainte moyenne (f); p : pression de confinement	19
Figure 1-9 : Résultat d'essais triaxiaux sur un béton de 23 MPa de résistance [Warren 2004] : contrainte axiale en fonction des déformations axiale, circonférentielle ...	21
Figure 1-10 : Comparaison de l'état limite en contrainte de différents mortiers et bétons [Buzaud 2004] : contrainte déviatoire à l'état limite en contrainte en fonction de la contrainte moyenne	22
Figure 1-11 : Résultat d'essais triaxiaux à de faibles confinements sur un béton de 30 MPa de résistance [Sfer 2002]	24
Figure 1-12 : Béton considéré comme un mélange de deux matériaux homogènes (granulat et mortier) [Akers 2004].....	25
Figure 1-13 : Essais hydrostatiques (a) et œdométriques (b) sur des échantillons de mortier, de granulat et de béton [Akers 2004]	26
Figure 1-14 : Essais de compression simple (a) et triaxiaux à 300 MPa de confinement (b) sur des échantillons de mortier, de granulat et de béton [Akers 2004] : Contrainte axiale déviatoire en fonction de la déformation axiale	27
Figure 1-15 : Essais triaxiaux à différentes pression de confinement sur le grès de Vosgres : contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale [Bésuelle 2000]	28
Figure 1-16 : Essais triaxiaux à différentes pression de confinement sur un grès : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Bésuelle 2000]....	29
Figure 1-17 : Essais triaxiaux sur le calcaire de Tavel [Vajdova 2004]	29
Figure 1-18 : Evolution du type de localisation avec la pression de confinement pour les essais triaxiaux sur un grès [Bésuelle 2000]	30

Figure 1-19 : Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux pour différentes pressions effectives sur un grès de Bentheim : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Baud 2004].....	32
Figure 1-20 : Faciès des échantillons du grès de Bentheim testés à 300 MPa de confinement pour différents niveaux de déformation axiale : 1,4% (a) ; 3,1% (b) ; 4% (c) ; 6% (d) [Baud 2004]	32
Figure 1-21 : Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux pour différentes pressions effectives sur un grès de Darley Dale et de Berea : contrainte moyenne effective en fonction de la réduction de porosité (déformation volumique) [Baud 2004]	33
Figure 1-22 : Modes de rupture dans un échantillon de grès de Darley Dale testé à 95 MPa de pression effective et à 3,75% de déformation axiale [Baud 2004] :.....	34
Figure 1-23 : Distribution spatiale d'endommagement à l'intérieur des échantillons de grès de Berea testés à différentes pressions effectives [Baud 2004] ; P_{eff} : pression effective ; ϵ_{axial} : déformation axiale maximale de l'échantillon testé.....	36
Figure 1-24 : Modes de rupture dans un échantillon de grès de Berea testé à 200 MPa de pression effective [Baud 2004] : bandes de compaction diffuses et bandes de compaction discrètes à l'intérieur de l'échantillon; (a) Distribution spatiale d'endommagement à l'intérieur de l'échantillon; (b) Transition entre une bande de compaction discrète et une zone intacte; (c) Certaines zones intactes	36
Figure 1-25 : Essai de compression simple sur un échantillon de mortier saturé en eau [Burlion 2003], [Yurtdas 2004] ⁽¹⁾ : contrainte axiale en fonction des déformations axiale et circonférentielle.....	38
Figure 1-26 : Evolution de la résistance à la rupture du mortier en fonction du temps de séchage; (a) et en fonction de la perte en poids; (b) [Burlion 2003], [Yurtdas 2004] ⁽¹⁾	39
Figure 1-27 : Evolution du module d'élasticité initial en fonction de la perte en poids du mortier [Burlion 2003], [Yurtdas 2004] ⁽¹⁾	41
Figure 1-28 : Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la perte en poids du mortier [Burlion 2003], [Yurtdas 2004] ⁽¹⁾	41
Figure 1-29 : Evolution de la contrainte déviatoire maximale du mortier (a) et de la déformation volumique (b) en fonction de la perte en poids [Yurtdas 2004] ⁽²⁾	43
Figure 1-30 : Essais hydrostatiques à 60 MPa de pression de confinement sur le mortier: pression hydrostatique en fonction de la déformation volumique [Yurtdas 2004] ⁽²⁾ ; K_0 : module de compressibilité initial	44
Figure 1-31 : Variation du module de compressibilité initial (K_0) du mortier étudié en fonction de la perte en poids [Yurtdas 2004] ⁽²⁾	45
Figure 1-32 : Résultat des essais de compression simple effectués sur les échantillons de béton de degrés de saturation différents [Burlion 2003], [Burlion 2005].....	46
Figure 1-33 : Evolution de la résistance à la rupture (a) et de la raideur initiale relative (b) en fonction de la perte en poids des échantillons du béton [Burlion 2003], [Burlion 2005].....	47
Figure 1-34: Evolutions des résistances normalisées d'un béton et d'un mortier en fonction de leurs pertes en poids [Burlion 2003].....	48
Figure 1-35 : Evolutions des raideurs initiales relatives d'un béton et d'un mortier en fonction de leurs pertes en poids [Burlion 2003].....	49
Figure 1-36 : Comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) sur deux échantillons de mortier normal et sec : contrainte axiale en fonction de la déformation axiale [Burlion 2001]	50

Figure 1-37 : Comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés (ou œdométriques) sur deux échantillons de microbéton MB50 normal et saturé : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Burlion 1999]	51
Figure 1-38 : Essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur des échantillons saturés et secs en grès de Darley Dale (porosité : 13%) ; symboles ouverts : échantillons saturés ; symboles remplis : échantillons secs ; P_c : pression de confinement; P_{eff} : pression effective [Baud 2000].....	52
Figure 1-39: Essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur des échantillons saturés et secs en grès de Berea (porosité : 21%) ; symboles ouverts : échantillons saturés ; symboles remplis : échantillons secs ; P_c : pression de confinement ; P_{eff} : pression effective [Baud 2000]	53
Figure 1-40 : Courbes de comportement volumique d'essais triaxiaux sur un grès sec de Berea : contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique ; AE : émission acoustique [Baud 2000]	54
Figure 1-41 : Essais de compression simple sur deux échantillons de mortier E/C =0,5 et E/C =0,8 respectivement après 9 et 15 jours de séchage à l'air ambiant contrôlé : contrainte axiale en fonction des composantes de la déformation [Yurtdas 2005] 56	
Figure 1-42 : Essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur deux échantillons de mortier à E/C =0,5 et E/C =0,8 respectivement après 14 et 16 jours de séchage à l'air ambiant contrôlé : (a) contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique, (b) contrainte déviatoire en fonction des composantes de la déformation [Yurtdas 2005].....	57
Figure 1-43 : Comparaison de résultat d'essais uniaxiaux confinés sur des mortiers de différents rapports E/C (0,3 ; 0,5 ; 0,8): contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique [Burlion 1997], [Burlion 2001]	58
Figure 2-1: Courbe granulométrique du sable D 1800 μ m.....	63
Figure 2-2: Courbe granulométrique du gravier D 0,5/8	63
Figure 2-3: Mesure de l'affaissement du béton frais R30A7 au cône d'Abrams (Affaissement moyen 6,9 cm).....	65
Figure 2-4 : Granulométrie moyenne du mélange du béton ordinaire R30A7 et de la droite de référence de Dreux.....	66
Figure 2-5 : Mesure de l'air d'occlus du béton frais à l'aide de l'aéromètre	66
Figure 2-6 : Mise en œuvre du coulage de béton.....	68
Figure 2-7 : Conservation des blocs de béton après coulage et d'éprouvettes saturées après usinage.....	69
Figure 2-8 : Usinage des échantillons de béton	69
Figure 2-9 : Echantillon de béton R30A7(dimension 7 x14 cm) après usinage	70
Figure 2-10 : Vérification du parallélisme de deux surfaces d'appui d'une éprouvette à l'aide d'un comparateur (a) et défaut de parallélisme mesuré (b)	70
Figure 2-11 : Echantillon de béton R30A7 (dimension 7 x 14 cm) après préparation de la surface latérale ("échantillon préparé")	71
Figure 2-12 : Evolution de la composition de la pâte de ciment Portland au cours de l'échauffement. Valeurs obtenues par une technique de diffraction des neutrons. [Castellote 2004].....	74
Figure 2-13 : Cinétique de séchage de quelques échantillons vierges du béton R30A7 (non-saturés à t=0 s) dans l'étuve à 50°C	74
Figure 2-14 : Lien entre l'humidité relative et la variation de teneur en eau d'un béton ordinaire durci [V. Baroghel-Bouny 1999].....	75
Figure 2-15 : Evolution des masses des échantillons (A3-43, A3-42) de béton R30A7 pour différentes conditions de conservation	76

Figure 2-16 : Evolution de la masse des échantillons de béton R30A7 secs à l'air libre	77
Figure 2-17 : Cinétique de saturation dans l'eau de l'échantillon vierge A3-43 (béton R30A7) qui est précédemment séché dans l'étuve à 50°C jusqu'à une masse stabilisée.....	78
Figure 2-18 : Evolution du degré de saturation des échantillons préparés saturés laissés à l'air ambiant en fonction de temps (béton R30A7; T = 20°C ± 5°C; Hd = 50% ±5%).....	80
Figure 2-19 : Echantillon des bétons EC08, R30A7, EC04 (dimension 7x14 cm) après préparation de la surface latérale	82
Figure 2-20 : Evolution en fonction de l'âge de la résistance en compression simple des échantillons de béton R30A7 conservés dans l'eau.....	85
Figure 2-21 : Evolution en fonction de l'âge de la résistance en compression simple des échantillons de béton initialement stockés dans l'eau pendant 103 jours selon les conditions de conservation ultérieures (l'étuve à 50°C, l'air ambiant, l'eau)	85
Figure 2-22 : Evolution de la contrainte à la rupture en compression simple des échantillons en fonction de l'âge des bétons modifiés. Stockage dans l'eau pendant k jours et puis dans l'étuve à 50°C	88
Figure 2-23 : Vue d'ensemble de la presse Schenck	89
Figure 2-24 : Vue d'ensemble d'un essai de compression simple.....	90
Figure 2-25 : (a) Echantillon instrumenté, centré sur le plateau de la presse Schenck, prêt à être testé en compression simple	90
Figure 2-26 : Jauge et fils de connection sur l'échantillon préparé pour un essai.....	92
Figure 2-27 : Traitement des résultats de l'essai de compression simple sur l'éprouvette de béton EC08 sèche (EC08-4).....	93
Figure 2-28 : Traitement des résultats de l'essai de compression simple sur l'éprouvette saturée (A0-2)	95
Figure 2-29 : (a) Vue générale de la presse GIGA ; Principales spécificités de GIGA en termes de sollicitations (b) et de taille d'échantillon (c).....	96
Figure 2-30 : (a) Principaux organes de la presse GIGA.....	97
Figure 2-31 : Equipage mobile (a, b, c); Capteur LVDT (d)	97
Figure 2-32 : Trajets de chargement: hydrostatique et triaxial (uniaxial confiné)	98
Figure 2-33 : Positionnement du LVDT et des jauges sur l'échantillon	99
Figure 2-34 : (a) Tracé des lignes de collage de jauges.....	100
Figure 2-35 : (a) Jauge et fils de connection sur l'échantillon préparé pour un essai de compression simple.....	101
Figure 2-36: Porosité de surface et sous jacente responsables de la perforation.....	101
Figure 2-37 : Photos illustrant la perforation des membranes (silicone (a), latex (b), nitrile (c)) et la présence du fluide (DOZ) dans l'échantillon après essai (d).....	102
Figure 2-38 : Membrane multi-couche en latex et néoprène (solution retenue).....	104
Figure 2-39 : Photos illustrant la destruction des jauges et des fils de jauges.....	104
Figure 2-40 : (a) Disposition des fils de jauges (deux types de monobrin).....	105
Figure 2-41 : (a) Etats de boucliers (PVC(1,2,3), Véralite(4)) après essai.....	106
Figure 2-42 : Echantillon prêt à être testé.....	107
Figure 2-43: Mise en place de la membrane sur des échantillons saturés (essai sans jauges).....	108
Figure 2-44 : Procédure d'instrumentation de jauges et de membranes d'un échantillon saturé.....	109
Figure 3-1 : Identification des coefficients K_1 (a) et K_2 (b) pour la détermination de la force déviatoire mesurée par le capteur de force	113

Figure 3-2 : Essais de compression simple effectués avec la presse GIGA à différentes dates sur le même échantillon de carbure de tungstène	115
Figure 3-3 : Membrane permettant le centrage de l'échantillon positionné dans l'équipage mobile	116
Figure 3-4 : Echantillon de carbure de tungstène (a) et échantillon de polycarbonate.	117
Figure 3-5 : Essais de compression simple et de compression triaxiale à 650 MPa de confinement sur un échantillon en carbure de tungstène : contrainte axiale σ_x en fonction des composante de la déformation ; JO : déformation circonférentielle mesurée par jauge ; JA1, JA2 : déformations axiales mesurées par deux jauges axiales.	118
Figure 3-6 : Essai de compression triaxiale à $p = 650\text{MPa}$ effectué sur l'échantillon de carbure de tungstène	119
Figure 3-7 : Etalonnage des ponts de jauges.....	120
Figure 3-8 : Essai triaxial sur une éprouvette de polycarbonate (PC1)	121
Figure 3-9 : Eprouvette en polycarbonate.....	123
Figure 3-10 : Essais hydrostatiques menés sur un seul échantillon en polycarbonate – Influence du bouclier et de la membrane sur la mesure des déformations axiales par jauge.....	123
Figure 3-11 : Essais hydrostatiques menés sur un seul échantillon en polycarbonate – Influences du bouclier et de la membrane sur la mesure des déformations orthoradiales par jauge.....	124
Figure 3-12 : Essai hydrostatique sur l'éprouvette en carbure de tungstène : pression de confinement p en fonction des déformations mesurées par les jauges axiales (JA1, JA2) et orthoradiale (JO) ; ϵ_{exp} : déformation de l'échantillon déterminée à partir des caractéristiques élastiques du carbure (identifiées par un essai de compression simple)	124
Figure 3-13 : Essais triaxiaux à confinements différents sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 37$ mm (position du capteur LVDT).....	126
Figure 3-14 : Position du capteur LVDT	127
Figure 3-15 : Compressions simples sur l'éprouvette de carbure de tungstène avec les positions différentes du capteur LVDT ($e = 30$ mm ; 34 mm et 37 mm)	128
Figure 3-16 : Correction de la mesure à effectuer sur la mesure du capteur LVDT : raccourcissement d'une partie des enclumes mesuré par le LVDT	130
Figure 3-17: Phase hydrostatique d'un essai triaxial sur l'éprouvette en carbure de tungstène pour e égal à 30 mm : la réponse de la mesure obtenue par capteur LVDT (en mm) en fonction de la pression (en MPa)	132
Figure 3-18: : Phase hydrostatique des essais triaxiaux sur l'éprouvette en carbure de tungstène : l'allongement mesuré par capteur LVDT du à l'effet de pression en fonction de la pression et de la position du capteur LVDT ($e = 30$ mm ; 34 mm ou 37 mm).....	132
Figure 3-19: Essai hydrostatique sur polycarbonate : pression p en fonction des déformations obtenues par les jauges et le capteur LVDT	133
Figure 3-20 : Essais triaxiaux à confinements différents sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 37$ mm (position du capteur LVDT).....	134
Figure 3-21 : Essai triaxial à 650 MPa de confinement sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 37$ mm (position du capteur LVDT) : contrainte axiale en fonction des déformations (non corrigées et corrigées) obtenues par le capteur LVDT et des déformations mesurées par jauges.	136
Figure 3-22 : Essai triaxial à 650 MPa de confinement sur l'éprouvette de carbure de tungstène pour $e = 30$ mm (position du capteur LVDT) : contrainte axiale en	

fonction des déformations (non corrigées et corrigées) obtenues par le capteur LVDT et des déformations mesurées par jauges	136
Figure 3-23 : Essai triaxial à 650 MPa de confinement sur un échantillon très humide ($S_r = 85\%$) instrumenté avec deux jauges axiales, une jauge circonférentielle et un capteur LVDT ; S_r : degré de saturation de l'échantillon ; ϵ_x (JA1), ϵ_x (JA2), ϵ_x (LVDT) : déformations axiales mesurées par les jauges axiales (JA1,JA2) et par le capteur LVDT ; ϵ_θ : déformation circonférentielle mesurée par jauge.....	140
Figure 3-24 : Essai triaxial à 200 MPa de confinement sur un échantillon saturé instrumenté avec deux jauges circonférentielles, une jauge axiale et un capteur LVDT ; ϵ_θ (JO1), ϵ_θ (JO2) : déformations circonférentielles mesurées par jauges JO1, JO2 ; ϵ_θ (moy) : déformation moyenne de ϵ_θ (JO1) et ϵ_θ (JO2) ; ϵ_x (JA), ϵ_x (LVDT) : déformations axiales obtenues par jauge axiale JA et par capteur LVDT	141
Figure 4-1 : Essais de compression simple effectués sur des échantillons de différents degrés de saturation (S_r)	144
Figure 4-2 : Résultats des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation et différentes pressions de confinement : Contrainte axiale σ_x en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon	146
Figure 4-3 : Résultats des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation et différentes pressions de confinement : Contrainte moyenne σ_m en fonction de la déformation volumique ϵ_v ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon	148
Figure 4-4 : Courbes de comportement volumique des essais à différents confinements et pour différents degrés de saturation : Contrainte moyenne σ_m en fonction de la déformation volumique ϵ_v ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon	150
Figure 4-5 : Phase déviatoire des essais triaxiaux effectués sur les échantillons secs ($S_r=11\%$) et saturés ($S_r=100\%$) : Déviateur de contrainte q en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement ; S_r : Degré de saturation de l'échantillon.....	153
Figure 4-6 : Phase déviatoire des essais triaxiaux à 400 et 650 MPa de confinement effectués sur les échantillons très humides (A5-59 ($p = 400$ MPa (n2) ; A5-61 ($p = 650$ MPa)) et saturé (AS3-2 ($S_r = 100\%$, $p = 650$ MPa)): Déviateur de contrainte q en fonction de composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement ; S_r : degré de saturation	154
Figure 4-7 : Phase déviatoire des essais triaxiaux pour différents degrés de saturation (S_r) : Déviateur de contrainte q en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement	156
Figure 4-8 : Les états limites (seuil de déviateur et seuil de déformation volumique) et les contraintes atteintes aux forts confinements des bétons de différents degrés de saturation ($S_r = 50\%$; 11%) : contrainte déviatoire q en fonction de la contrainte moyenne σ_m ; ca : contrainte atteinte ; sd : seuil de déformation volumique; sc : seuil de contrainte	160
Figure 4-9 : Comparaison des états limites (seuil de déviateur et seuil de déformation volumique) des bétons de degrés de saturation importants ($S_r = 100\%$; 85% ; 70%) : contrainte déviatoire q en fonction de la contrainte moyenne σ_m ; sc : seuil de contrainte ; sd : seuil de déformation volumique.....	161

Figure 4-10 : Etat limite en déformation en fonction du degré de saturation du béton : contrainte déviatoire maximale q en fonction de la contrainte moyenne σ_m ; S_r : degré de saturation	161
Figure 4-11 : Faciès de rupture des échantillons de différent degrés de saturation ; S_r : degré de saturation ; p : pression de confinement de l'essai effectué (MPa).....	165
Figure 4-12 : Faciès de rupture de deux essais différents, testés à 100 MPa de confinement, sur les échantillons très humides ($S_r=85\%$) : essai stoppé à 9,5% de déformation axiale globale (à gauche) et essai stoppé à 16,3% de déformation axiale globale (à droite)	166
Figure 4-13 : Faciès de rupture des échantillons en fonction des états limites dans le plan (σ_m ; q)	168
Figure 4-14 : Evolution des faciès de rupture avec le type de comportement du béton	168
Figure 4-15 : Comportement déviatoire et mesures des déformations axiales associées mesurées par la jauge et par le capteur LVDT.....	169
Figure 5-1 : Chemin de chargement des essais triaxiaux effectués ; q : déviateur de contrainte ; σ_x : contrainte axiale ; p : pression de confinement ; EC08 : E/C=0,8 ; EC06 : E/C=0,64 ; EC04 : E/C=0,8.....	174
Figure 5-2 : Essais de compression simple effectués sur les bétons EC08, EC06 et EC04	175
Figure 5-3 : Résultats des essais triaxiaux pour différents rapports E/C à différentes pressions de confinement : Contrainte axiale σ_x en fonction des composantes de la déformation ϵ_x et ϵ_θ ; p : pression de confinement	177
Figure 5-4 : Résultat des essais à 50 MPa de confinement effectués sur des bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06)	178
Figure 5-5 : Résultat des essais à 100 MPa de confinement effectués sur des bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04)	179
Figure 5-6 : Résultat des essais à 200 MPa de confinement effectués sur les bétons de rapports E/C différents : 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04)	180
Figure 5-7 : Résultat des essais à 650 MPa de confinement effectués sur les bétons de rapports E/C différents : 0,8 (EC08) ; 0,64 (EC06) ; 0,4 (EC04)	181
Figure 5-8 : Etats limites en déformation pour différents rapport E/C ; q : contrainte déviatoire ; q_{EC06} : contrainte déviatoire pour le béton de référence EC06; σ_m : contrainte moyenne.....	183
Figure 5-9 : Faciès de rupture des bétons de rapports E/C différents ; p : pression de confinement de l'essai effectué (MPa) ; ϵ_x : déformation axiale de l'échantillon testé.....	184
Figure 5-10 : Evolution des faciès de rupture avec le type de comportement du béton :	185
Figure 5-11: Evolution des faciès de rupture avec le type de comportement du béton :	186

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Composition et condition de conservation de mortier normal à E/C = 0,5 [Burlion 1997 ⁽¹⁾ , Burlion 2001].....	10
Tableau 1-2: Caractéristiques, composition et condition de conservation du microbéton MB50 [Buzaud 1998]	10
Tableau 1-3 : Caractéristiques, composition du mortier FCAM [William 2005].....	16
Tableau 1-4 : Caractéristiques mécaniques, composition du béton WES5000 [Schmidt 2003]	18
Tableau 1-5 : Caractéristiques mécaniques, proportion de mélange du béton de 23 MPa de résistance [Warren 2004]	20
Tableau 1-6 : Caractéristiques mécaniques, proportion de mélange du béton de 30 MPa de résistance [Sfer 2002].....	22
Tableau 1-7 : Propriétés physiques et composition des matériaux étudiés (roche, béton, mortier) [Akers 2004]	24
Tableau 1-8 : Caractéristique du grès de Bentheim, de Darley Dale et de Berea [Baud 2004], [Baud 2000]	31
Tableau 1-9 : Composition, caractéristiques mécaniques et conditions de conservation des séries d'échantillons différentes du mortier étudié [Burlion 2003], [Yurtdas 2004] ⁽¹⁾	38
Tableau 1-10 : Composition, caractéristique mécanique et condition de conservation des échantillons du béton étudié [Burlion 2003], [Burlion 2005]	45
Tableau 1-11 : Composition, caractéristiques et condition de conservation des mortiers à différents rapports E/C (0,5 ; 0,8) [Yurtdas 2005].....	55
Tableau 1-12 : Composition des mortiers normaux à différents rapports E/C (0,3 ; 0,5 ; 0,8) [Burlion 1997], [Burlion 2001]	58
Tableau 2-1: Caractéristiques mécaniques du ciment CEM I 52,5 N CE PM-ES-CP2 NF	62
Tableau 2-2: Caractéristiques physiques des granulats mesurées au laboratoire 3S-R ..	62
Tableau 2-3: Formulation du béton de référence R30A7	64
Tableau 2-4 : Résultats de mesures d'affaissement du béton R30A7.....	64
Tableau 2-5 : Organigramme récapitulatif pour la mise au point de formulation du béton R30A7	65
Tableau 2-6: Résultats de mesures de l'air d'occlus du béton frais R30A7 à l'aide de l'aéromètre	66
Tableau 2-7: Résultat des essais de compression simple du béton R30A7	67
Tableau 2-8 : Caractéristiques du mortier SIKATOP-SF-126 (société SIKA)	71
Tableau 2-9: Détermination de la quantité moyenne de béton enlevé et celle du mortier ajouté d'un échantillon 7 x 14 cm pendant la préparation de sa surface latérale ..	71
Tableau 2-10: Mesures de la masse volumique apparente et de la porosité des échantillons du béton R30A7	73
Tableau 2-11 : Formulation et propriétés mécaniques des bétons EC04, R30A7 et EC08	81
Tableau 2-12 : Résultats de mesures de l'air d'occlus des bétons frais EC04 et EC08 à l'aide de l'aéromètre	82
Tableau 2-13 : Mesures de la masse volumique apparente et de la porosité des échantillons des bétons EC04, EC08	82
Tableau 2-14 : Récapitulatif des essais de compression simple effectués sur le béton R30A7 pour différents âges et conditions de conservation	84

Tableau 2-15: Coefficients des lois d'évolution de la résistance en compression simple des échantillons de béton R30A7 initialement stockés dans l'eau pendant 103 jours pour différentes conditions de conservation.	86
Tableau 2-16 : Récapitulatif des essais de compression simple effectués sur les bétons EC04 et EC08 à différents âges	87
Tableau 2-17 : Coefficients estimés de la loi d'évolution de la résistance en compression simple des échantillons des bétons EC04, EC08 stockés dans l'eau pendant k jours.....	88
Tableau 2-18 : Caractéristiques et conservation de l'échantillon de béton EC08-4 (avec jauges instrumentées) et de l'échantillon de béton R30A7 saturé A0-2 (sans jauges instrumentées).....	94
Tableau 2-19: Propriétés physiques et mécaniques du latex et néoprène (fournisseur: Société Piercan)	103
Tableau 2-20: Caractéristiques de la matière Veralite®200 du bouclier de protection (fournisseur: société IPB, Belgique).....	106
Tableau 3-1: Evolution du coefficient K_1 avec le temps	114
Tableau 3-2 : Evolution du module de Young du carbure de tungstène déterminé à partir des essais de compression simple avec la presse GIGA.....	115
Tableau 3-3 : Evolution du coefficient K_2 avec le temps	115
Tableau 3-4 : Identification quadratique de la réponse des ponts de jauges.....	120
Tableau 3-5 : Evolution des modules de Young identifiés avec la pression	126
Tableau 3-6 : Coefficient k_d en fonction de la position du capteur LVDT ($e = 34$ mm ou 37 mm).....	130
Tableau 3-7 : Valeurs de k_d et c_1 pour $e = 30$ mm.....	131
Tableau 3-8 : Coefficient k_p en fonction de la position du capteur LVDT ($e = 30$ mm ; 34 mm ou 37 mm).....	133
Tableau 3-9: Evolution des coefficients de rigidité $K_{éch}$ avec la pression	134
Tableau 3-10 : Valeurs k_p , k_d , c_0 , c_1 pour la différente position du capteur LVDT ($e = 37$ mm ; 34 mm ou 30 mm) ; (*) c_0 : déplacement du capteur LVDT pour une force déviatoire nulle au début de la phase déviatoire d'un essai triaxial ; $F_{d(max)}$: force déviatoire maximale appliquée sur l'échantillon (en kN).....	135
Tableau 4-1 : Récapitulatif des essais effectués sur des échantillons de degrés de saturation différents et pour différents pression de confinement; (*) Essais réalisés par T. Gabet [Gabet 2006]	143
Tableau 4-2 : Essais de compression simple : conditions de conservation et caractéristiques des bétons de degrés de saturation différents (Sr)	143
Tableau 4-3: Volume d'air libre et déformation volumique maximale des échantillons humides; Sr : degré de saturation ; η : porosité accessible à l'eau du béton (12%) ; p : pression de confinement (MPa) ; ε_v : déformation volumique	163
Tableau 5-1 : Récapitulatif des essais effectués sur des échantillons de rapports E/C différents pour différentes pressions de confinement ; (*) Essais réalisés par T. Gabet [Gabet 2006].....	174
Tableau 5-2 : Essais de compression simple : conditions de conservation et caractéristiques des bétons de rapports E/C différents.	175
Tableau A-1 : Recherche du mélange optimal de granulats à minimum de vides (formulation validée du béton R30A7).....	204

Résumé de la thèse (écrit sur sa courbure, en français et anglais)

Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment

L'objectif de cette thèse est de caractériser expérimentalement l'influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment du béton sur son comportement sous fort confinement. Cette thèse s'inscrit dans le cadre plus général de la maîtrise du comportement du béton sous sollicitations sévères (explosions en champ proche ou impacts balistiques). Une explosion en champ proche ou un impact sur une structure en béton génère des niveaux de contrainte très élevés associés à des chemins de sollicitation complexes dans le matériau béton. Pour valider les modèles de comportement, des résultats expérimentaux sont nécessaires. Le travail présenté dans ce mémoire concerne des essais réalisés grâce à une presse triaxiale statique permettant d'atteindre des niveaux de contrainte de l'ordre du giga Pascal. Des essais hydrostatiques et triaxiaux, réalisés d'une part sur des matériaux modèles et d'autre part sur du béton, ont permis de valider les procédures expérimentales développées ainsi que les techniques de mesures des déformations et des contraintes. L'analyse des essais triaxiaux effectués sur les échantillons de béton à différents degrés de saturation montre que le degré de saturation du béton a une influence majeure sur son comportement statique sous fort confinement. Cette influence se remarque particulièrement sur la capacité de chargement du béton et sur la forme de la courbe des états limites pour des degrés de saturation supérieurs à 50%. La capacité de chargement du béton augmente avec la pression de confinement pour des essais sur du béton sec tandis qu'au-delà d'une pression de confinement donnée, elle reste limitée pour du béton humide ou saturé. L'analyse des essais triaxiaux réalisés sur les bétons possédant des rapports eau/ciment différents met en évidence que sous faible confinement, le comportement du béton est gouverné par la résistance de la matrice cimentaire. Sous fort confinement, le béton se comporte comme un empilement granulaire sans aucune influence de la résistance de la matrice cimentaire.

Mots-clés : Béton ; degré de saturation ; rapport E/C ; essai triaxial ; fort confinement

Experimental characterization of the concrete behaviour under high confinement : influence of the saturation ratio and of the water/cement ratio

The objective of this thesis is to experimentally characterize the influence of the saturation ratio and of the water/cement ratio of concrete on its behaviour under high confinement. This thesis lies within a more general scope of the understanding of concrete behaviour under severe loading situations (near field detonation or ballistic impacts). A near field detonation or an impact on a concrete structure generate very high levels of stress associated with complex loading paths in the concrete material. To validate concrete behaviour models, experimental results are required. The work presented in this thesis concerns tests conducted using a static triaxial press that allows to obtain stress levels of the order of the giga Pascal. Hydrostatic and triaxial tests, conducted on the one hand on model materials and on the other hand on concrete, allowed to validate the developed experimental procedures as well as the technique of strain and stress measurements. The analysis of triaxial tests performed on concrete samples with different saturation ratios shows that the saturation ratio of concrete has a major influence on its static behaviour under high confinement. This influence is particularly marked for the concrete loading capacity and for the shape of limit state curves for saturation ratios greater than 50%. The concrete loading capacity increases with the confinement pressure for tests on dry concrete whereas beyond a given confinement pressure, it remains limited for wet or saturated concrete. The analysis of triaxial tests carried out on concretes possessing different water/cement ratios highlights that under low confinement, the concrete behaviour is governed by the cementitious matrix strength. Under high confinement, the concrete behaves like a granular stacking without any influence of the cementitious matrix strength.

Keywords : Concrete ; saturation ratio ; water/cement ratio ; triaxial test ; high confinement